

第 33 回調査・設計・施工技術報告会 論文集

2024 年 6 月

- 主催 公益社団法人 地盤工学会中部支部
- 共催 一般社団法人 建設コンサルタント協会中部支部
一般社団法人 中部地質調査業協会
- 後援 一般社団法人 日本建設業連合会中部支部
一般社団法人 日本応用地質学会中部支部

目 次

- ① 落石の運動エネルギーを低下させる対策工設計の考察（その2）……………001
○奥野智彦，堀川泰寛，吉田泰治，荒川晃一，上田大輔，曾我貴男，沢田和秀

- ② 大型土のうの耐落石衝撃挙動の調査 その1…………… 009
○上田大輔，難波正和，林幹之，沢田和秀

- ③ 大型土のうの耐落石衝撃挙動の調査 その2…………… 017
○林幹之，上田大輔，陳勁銓，沢田和秀

- ④ 供用している高速道路トンネルへの避難連絡坑接続における補強工事の実施…………… 024
○堀川敬，鈴木俊雄，海瀬忍

- ⑤ 震災復旧に適用された地盤改良工法による地盤および環境リスクへの対応事例…………… 030
○近藤佳宏，近藤省一，西尾経，保坂仁哉

- ⑥ 四日市港における低置換海上 SCP 施工時の盛上り計測事例と考察…………… 036
大西崇記，丸岡弘晃，木下洋樹，○深瀬直人

- ⑦ 小規模な土石流による道路横断排水施設の閉塞被害への軽減対策の検討…………… 041
○藤井孝文，沢田和秀，葦沢竜夫，河合亮典

- ⑧ 市街地における川裏擁壁の支持力確保方策について
○原田直樹，岡嶋義行，劔持将人，若松大資，石黒陽平，村橋由利子，小泉武士 …… 049

- ⑨ 近接供用条件下での発破施工と補強土壁の安全確保…………… 053
関口大地，藤田昌宏，○白木昇平，松本真吾，富山駿志，生駒聖

落石の運動エネルギーを低下させる対策工設計の考察（その2）

中央復建コンサルタンツ(株) 正会員 ○奥野 智彦
中央復建コンサルタンツ(株) 堀川 泰寛
中央復建コンサルタンツ(株) 吉田 泰治
(株)ライテク 荒川 晃一
(株)ライテク 正会員 上田 大輔
中部地方整備局 高山国道事務所 曾我 貴男
岐阜大学工学部 国際会員 沢田 和秀

1. はじめに

2023年に提案した落石減勢工¹⁾に関し、衝撃・構造解析ソフトを用いた数値解析による結果から構造を決定し、実施工を行った。本来であれば、実験を実施し、数値解析結果との整合を確認することが望ましい。しかし、実施工を行った現場では、工程や予算の問題から、実規模の実験をすることは困難であった。そこで、1)1/10スケールのモデル実験、2)実施工現場における小規模落石実験を行い、落石の運動エネルギーを低下させる機構を確認するとともに、数値解析との整合性を評価した。

2. 1/10スケールモデル実験

2.1 モデル実験概要

1/10スケールモデル実験では、図-1に示すように単管パイプとコンパネを用いて実験装置を構築した。模擬斜面の勾配と落体発射レールの角度は、実施工現場に即して水平に対して約 37° とした。実験では、この模擬斜面上に取り付けた落差3.4mの落体発射レールから、落体は初速度を与えず転がして、斜面勾配なりに落石減勢工へ衝突させた。衝突させる落体は質量2.6kg、直径125mmで概ね球形状である。

例として、全7ケースのうち、ケースNo.5の供試体架設状況を図-2に示す。図-2より、1/10スケールの落石減勢工の阻止面は延長1.2m、網高0.8mとし、阻止面の構成材料による減勢効果の違いを確認するために、各ケースで異なる構成材料を用いた。阻止面の設置角度は水平に対して約 80° である。また、数値解析では落石による阻止面の跳ね上がりをコントロールロープで制御することで、減勢効果が高まることを確認した²⁾。この結果を踏まえ、本実験では同一の阻止面構成材料に対して、コントロールロープの有無で実験ケースを分け、その減勢効果の違いについて確認した。



図-1 縮小モデル実験の装置概要図

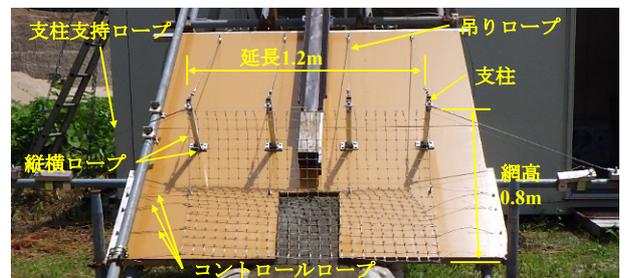


図-2 落石減勢工 1/10スケール供試体の概要図

Consideration of countermeasure design for the kinetic energy reduction of falling rocks(2nd): Tomohiko Okuno (Chuo Fukken Consultants), Yasuhiro Horikawa(Chuo Fukken Consultants), Taichi Yoshida(Chuo Fukken Consultants), Koichi Arakawa(Raiteku), Daisuke Ueda(Raiteku), Takao Soga((Takayama Office of National Highways, MLIT), and Kazuhide Sawada(Gifu University)

以上の実験条件や阻止面の構成材料を整理した実験ケース一覧を表-1に示す。本実験では、落体の衝突前後の線速度の時間変化や落石減勢工の挙動を確認するために、側面および正面方向から300fpsの高速度カメラで、動画を撮影した。

表-1 縮小モデル実験のケース一覧

No.	阻止面	阻止面構成材料	コントロールロープ
1	無し	無し	無し
2	繊維ネット	Pe440t 100本 53mm	無し
3	繊維ネット	Pe440t 100本 53mm	有り
4	金網	ステンレスロープφ1.5mm	無し
5	金網	ステンレスロープφ1.5mm	有り
6	金網	ステンレスロープφ5.0mm	無し
7	金網	ステンレスロープφ5.0mm	有り

2.2 モデル実験結果

ケース No.4 と No.5 における落体の軌跡を示した図-3 と図-4 より、落体は落石減勢工に衝突すると、阻止面を変形させると共に、阻止面自体を跳ね上げる挙動を示すことが確認できた。地面着地後の落体は、概ね転がりの挙動を示し、土のう壁に衝突して停止する。

阻止面と落体の挙動について、ケースの違いに着目すると、No.5 は No.4 に比べ、コントロールロープの効果により阻止面の跳ね上がりが小さく、落体は概ね阻止面と密着した状態である。加えて、落体の軌跡もより模擬斜面に近い位置で跳躍していることが確認できる。さらに、落体はより落石減勢工に近い位置で着地しており、着地までの時間も No.4 に比べて短い。



図-3 ケース No. 4 における落体の軌跡



図-4 ケース No. 5 における落体の軌跡

図-5 は、ケース No.4 と No.5 における、衝突時を 0 秒とした落体の線速度の時間変化を示したものである。図-5 より、ケース No.4 は、落体が地面に着地するまで緩やかに減速し、地面着地後は急激な減速と速度一定の区間を経て停止する。これに対して、ケース No.5 は、衝突直後から急激な減速が見られ、地面に着地する直前までは、概ね 4m/s 前後で一定となっている。落体は、地面着地直後わずかに減速し、その後は概ね一定の速度で土のう壁に衝突し、停止する。

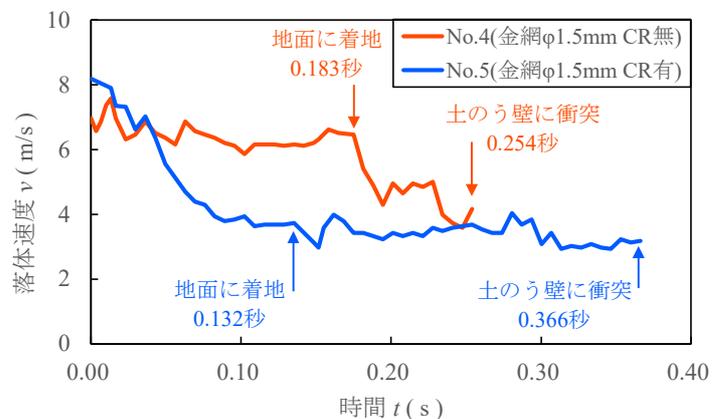


図-5 ケース No. 4 と No. 5 の落体速度の時間変化

以上のことから、落石減勢工はコントロールロープによって衝突による阻止面の跳ね上がりが抑制されることで、落体の水平方向の跳躍が抑えられることがわかった。さらに、コントロールロープの効果によって、阻止面衝突時における落体の減速効果が高まり、より早い時間で落体を地面に着地させることが可能であることがわかった。

図-6 は、各ケースにおける衝突直前の落体速度を 100%とした、阻止面衝突時と地面着地時、土のう壁衝突時の速度の割合を示したものである。図中、各ケースの左側から 2 点目のプロットが阻止面衝突時、3 点目のプロットが地面着地時の速度の割合を示している。図-6 より、落体の速度は落石減勢工がない No.1 に対して、落石減勢工があるケースが減速効果が高く、その効果は繊維ネット、金網φ1.5mm、金網φ5.0mm の順で大きいことがわかる。すなわち、阻止面の材料がより硬く、質量が大きいほど、減速効果が高いことを示している。コントロールロープの落体速度への影響に着目すると、コントロールロープが配置されたケースは、配置されていないケースに比べ、全体に落体速度が小さい傾向であった。ただし、ケース No.6 と No.7 については、阻止面衝突時における落体の速度に大きな差は見られなかった。これらから、コントロールロープが落体衝突時の阻止面の動きを拘束することで、阻止面衝突時および、地面着地後の落体を減速させると考える。また、No.6 のように落体の衝突に対して、阻止面が耐えようとする力が相対的に大きいと、跳ね上がりが抑えられるため、コントロールロープによる落体速度への影響が小さいと考える。

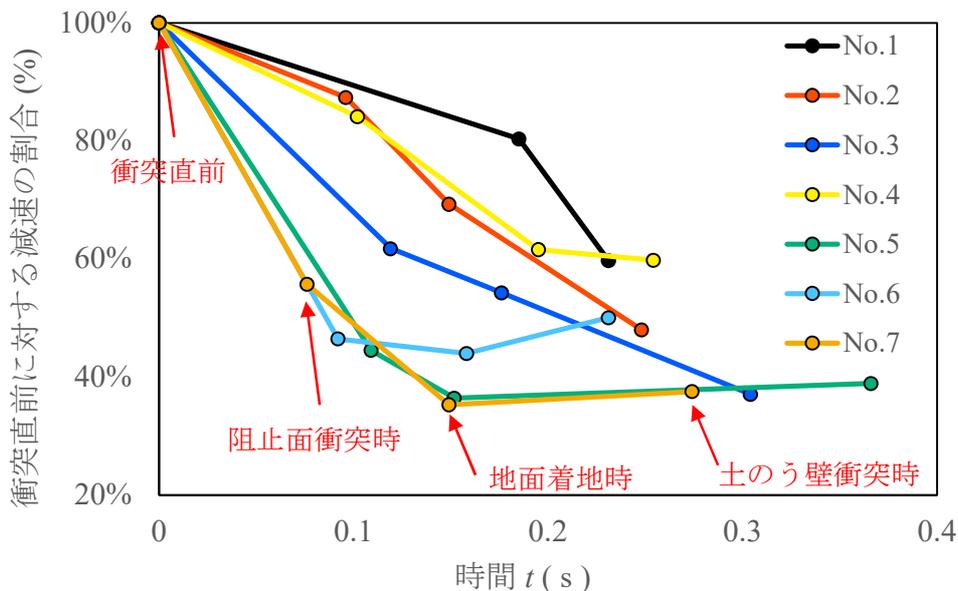


図-6 各ケースにおける落体速度の割合の時間変化

2.3 モデル実験結果の考察

本実験では、落石減勢工は落体を減速させる効果があることを確認した。また、阻止面をより硬く、質量の大きい材料にし、コントロールロープを配置することで、落体への減速効果が高まることを確認した。これらのことから、落石減勢工は、阻止面の構成材料やコントロールロープ配置の有無を検討することで、落石の規模に応じた設計が可能であると考えられる。ただし、コントロールロープにより阻止面を拘束することは、落石減勢工にとって、より部材への負荷の高まりに働くと考えられる。このため、No.6 のように、阻止面での衝突による減速効果だけで、コントロールロープを含めた効果に近い働きをするのであれば、コントロールロープは配置しない方が、落石減勢工への損傷は抑えられると考える。

本実験で得られた知見を述べる。

- 落石減勢工は、阻止面の構成材料が硬く、質量が大きい方が落体の減速効果が高まる。
- コントロールロープは落体の減速効果向上に寄与するが、衝突力に対して阻止面が耐えようとする力が相対的に大きいと、コントロールロープによる影響は小さくなる。

3 小規模落石実験の概要

3.1 実験の概要

当該箇所は、濃飛流紋岩類の溶結凝灰岩を主体とする岩盤露頭があり、風化により節理面を境に基岩から分離した浮石が、落石発生源となっている（図-7）。ロックシェッド耐力を上回る規模の大きな落石が発生すると、国道に影響を及ぼす可能性があるため、斜面の中腹で落石の運動エネルギーを低下させる落石減勢工を数値解析により設計し、2023年に施工された。落石減勢工は、まだ全国的に施工例がなく、落石の減勢機構が確認されていない状況にある。そこで、落石減勢工の効果を確認するために、小規模落石実験をおこなった。

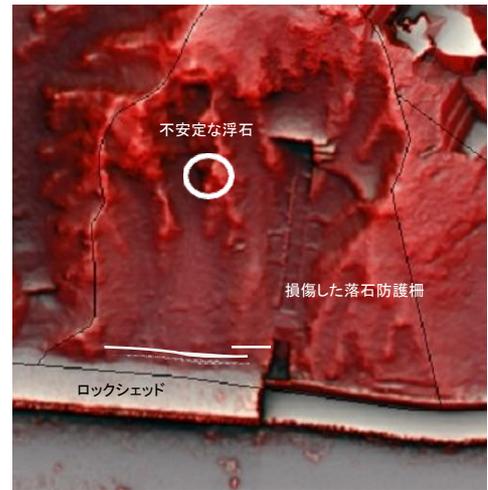


図-7 現地周辺の微地形表現図

3.2 実験の計画

小規模落石実験は、落石減勢工の上方斜面にある小規模な岩石を落下させ、落石減勢工に衝突させることで効果を確認した。実験に際し、動画および静止画像による落石の軌跡を用いて落石の運動エネルギー等の解析検証を行った。表-2に実験対象の落石源、図-8、図-9に落石源位置図および実験概要断面図を示す。

本実験では、設計時の対象落石より小規模な落石を対象として実験を実施し、挙動を確認した。

表-2 実験対象の落石源

No.	種類	安定状態	減勢工までの比高(m)	高さH(m)	幅W(m)	奥行L(m)	落石の体積(m ³)	減勢工までの平均勾配(度)	形状	重量(kN)
A	転石	2	13.3	0.50	0.50	0.90	0.23	34	角	5.9
B	転石	2	16.4	0.70	0.50	0.40	0.14	33	角	3.6
C	転石	2	14.3	0.40	0.80	0.50	0.16	36	角	4.2
D	転石	2	13.3	0.35	0.55	1.00	0.19	34	角	5.0
E	転石	2	16.4	0.40	0.40	0.30	0.05	33	角	1.2

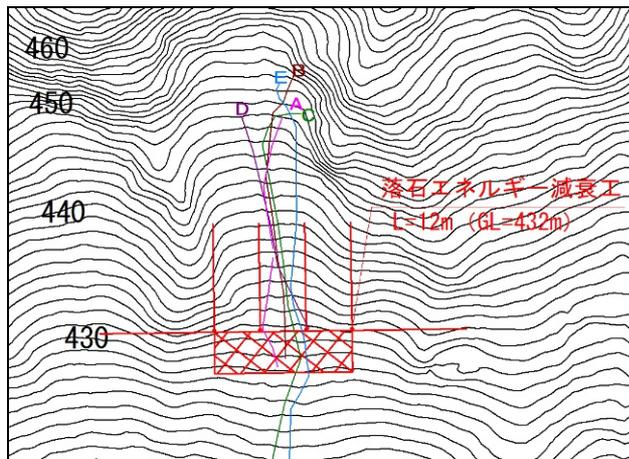


図-8 落石源位置図および経路図

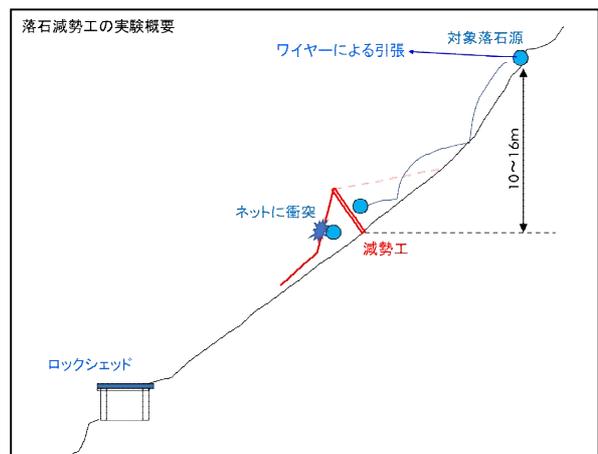


図-9 実験概要断面図

3.3 落石減勢工の仕様及び諸元

施工された落石減勢工仕様を図-10 に、落石減勢工の各諸元を表-3 に、完成写真を写真-1 に示す。落石減勢工の主な仕様は以下のとおりである。

- ・設計時の数値解析モデルの対象落石はφ1.244m、想定速度 23.3m/s、落石エネルギー793kJである。
- ・既設防護施設のロックシェットの許容耐力以内に落石エネルギーを減衰させることを目的とするため、落石減勢工は大がかりにせず、阻止面は 500 mm のワイヤーロープ格子状とした。落石の運動エネルギー低下方法として、両サイドにコントロールロープを設け、ポケット式落石防護網工のようなイメージとし、防護網の裾から落石がこぼれ出るようにするため、下端を固定しない工法とした。
- ・衝撃・構造解析ソフトウェア Ansys LS-DYNA を用いた数値解析により、落石減勢工を設計した。

表-3 落石減勢工の各諸元

・支柱：H-125×125×6.5×9，長さ3m
・ネット高さ：8m，延長12m（4m×3スパン）
・阻止面：ワイヤーロープ@500mm格子状 ネット部φ16
・吊りロープ・横ロープ・コントロールロープ：φ18
・金網：φ4.0 （鋼線：結合コイルでワイヤーロープと連結）

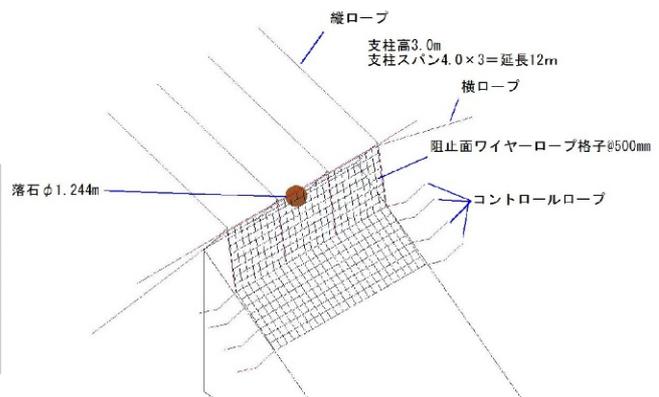


図-10 落石減勢工の仕様



写真-1 落石減勢工完成写真

3.4 小規模落石実験結果

実験ケースおよび結果を表-3 に示す。各部材損傷の有無，落石減勢工の衝突前後の速度および落石エネルギーについて，実験結果を考察した。速度は，落石減勢工の横に設置した高速度カメラにより解析した。以下に結果をまとめる。

- 落下した落石は，4.88～7.29m/s で落石減勢工に衝突し，速度から算出した落石衝突時の落石エネルギーは2.2～12.7kJであり，大半が落石減勢工にて捕捉された。
- 落石 No.A は写真-2 に示すように，捕捉時の落石減勢工は落石の衝突により阻止面が変形し，両サイドに設置したコントロールロープに張力が作用する挙動が確認された。落石は，落石減勢工衝突後，地面に落下したのち停止した。No.B, No.D も同様の挙動を示した。
- 阻止面をくぐり抜けた落石(C, E)は，落石の衝突により落石減勢工阻止面が変形した後，ワイヤーロープ500 mm格子状の間をくぐり抜ける際に減速した後，斜面下のロックシェッドまで落下し停止した。くぐり抜けた落石はいずれも短辺が0.5m未満であり，ワイヤーロープ格子より小さいものであった。落石No.Cの落石減勢工衝突前後の状況写真を，写真-3～写真-4 に示す。
- 部材の損傷は，衝突による支柱の軽微な変形およびワイヤーロープの金具のずれが確認されたが，構造系に大きな損傷はなかった。落石減勢工は落石の運動エネルギーを低下する目的であったため，部材の損傷は少なかったことが考えられる。



写真-2 落石減勢工衝突時の状況 (落石No.A 捕捉時)

表-3 落石減勢工の解析結果一覧

落石 No.		No.A	No.B	No.C	No.D	No.E	
高さ×幅×奥行 (m)		0.50×0.50×0.90 	0.70×0.50×0.40 	0.40×0.80×0.50 	0.35×0.55×1.00 	0.40×0.40×0.30 	
重量 (kN)		5.9	3.6	4.2	5.0	1.2	
比高 (m)		13.3	16.4	14.3	13.3	16.4	
検証結果	落石挙動 (衝突時)	逆回転	逆回転	くぐり抜け	-	くぐり抜け	
	損傷	ロープ	金具ずれ	金具ずれ	金具ずれ	金具ずれ	-
		支柱	軽微な変形	軽微な変形	なし	なし	なし
	落石減勢工衝突前実測速度 (m/s)	6.52	7.29	7.13	4.88	5.93	
	落石減勢工衝突後実測速度 (m/s)	捕捉	捕捉	5.68	捕捉	4.17	
衝突時の落石エネルギー (kJ) ※	12.7	9.9	10.8	6.1	2.2		

※) 落石エネルギーは落石便覧式による算定²⁾



写真-3 落石減勢工衝突前 (落石No.C)

写真-4 落石減勢工衝突後 (落石No.C)

3.5 小規模落石実験の考察

落石速度の推移を図-11に示す。図-11は、落石減勢工に接触する直前からの落石速度の時間的変化を表したものである。本実験においては、いずれも落石が落石減勢工に接触すると、落石速度が低下し、衝突前速度が速いほど、減速効果は高い。図中の黒丸は、落石減勢工にて捕捉された落石を示す。捕捉された落石は、地面との衝突により速度が低下し、その後停止した。一方、阻止面をくぐり抜けた落石は、落石減勢工衝突時に減速した後、落石減勢工衝突時（阻止面くぐり抜け時）の20～30%程度の減速効果が確認された。

また、落石減勢工捕捉時（落石 No.A）と落石減勢工くぐり抜け時（落石 No.C）の落下時の挙動を図-12、図-13に示す。捕捉時の挙動は、落石減勢工衝突により地面に衝突し停止していることが確認された。一方、くぐり抜けた際の挙動は、落石減勢工横ロープにより跳躍していることがわかる。

本実験で得られた知見を述べる。

- 落石の衝突により阻止面が変形し、コントロールロープに張力が作用する挙動が確認された。
- 衝突前速度が大きいほど、落石減勢工衝突による減速効果が大きい。
- 地面に衝突時にも、減速効果が見られ、今回落石実験では、すべて捕捉された。
- 阻止面をくぐり抜けた落石は、衝突による減速効果が確認された。

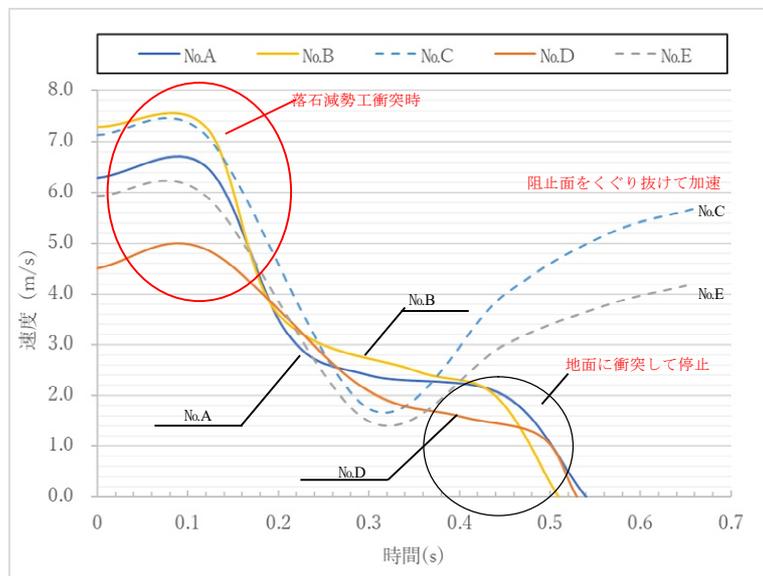


図-11 時間と落石速度推移

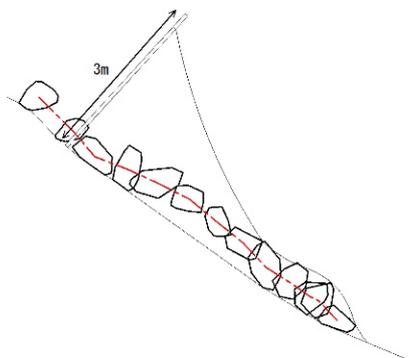


図-12 捕捉時の挙動（落石No.A）

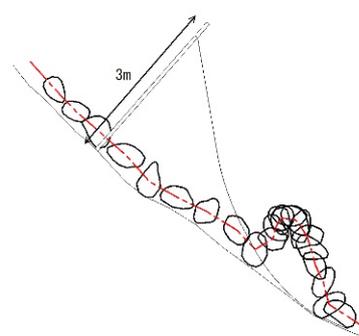


図-13 くぐり抜け時の挙動（落石No.C）

4 まとめ

落石減勢工について、今回実施した2つの実験のまとめを以下に述べる。

- ・実験した落石は、阻止面衝突時および地面衝突時に減速効果が確認された。
- ・落石の衝突により阻止面が変形し、コントロールロープに張力が作用する挙動が確認された。
- ・衝突前速度および質量が大きい方ほど減速効果が高い。

本実験により、落石減勢工における落石エネルギーを低下させる機構について、一定の効果は確認されたと考える。ただし、モデル実験および小規模な落石での実験、かつ数少ない実験結果で得られた情報であるため、更なる検証が必要である。

落石対策は「落石対策便覧²⁾」等で対策工法が数多く提案されている。しかし、高標高からの落石に対しては、運動エネルギーが大きくなるため、既設対策工耐力を上回る落石源が確認された場合、さらに大きな施設規模の大きい落石防護工を追加するケースも少なくない。落石減勢工を採用することで、既設対策工を活用しながら、効果的な落石対策を実現できると思われる。

落石減勢工による落石対策は海外での採用事例はあるが、国内においての採用例はほとんどないのが現状である。今後、実大実験による検討とさらなる解析検証を行い、落石減勢工の評価を行う予定である。

参考文献

- 1) 奥野智彦・角田裕一・荒川晃一・上田大輔・木崎浩二・沢田和秀 (2023) : 落石の運動エネルギーを低下させる対策工設計の考察, 第58回地盤工学研究発表会, p13-8-4-01.
- 2) 公益社団法人日本道路協会 (2017) : 落石対策便覧, p.75.

大型土のうの耐落石衝撃挙動の調査 その1

株式会社ライテック 正会員 ○上田大輔
難波正和
応用地質株式会社 正会員 林幹之
岐阜大学 正会員 沢田和秀

1. はじめに

近年、豪雨による土砂災害が頻発する中、従来の対策では想定していない範囲や規模の落石災害が増加している。一方で、昨今の建設事業における財政事情や担い手不足などの状況を鑑みると、これまでのように数年単位で調査・設計・施工が進む鋼材やコンクリートの恒久構造物による対策のみでは、頻発する災害への対策が追い付かない恐れがある。このような背景から、昨今では、これまで以上の予防対策の加速と迅速な災害復旧対策に向けた新たな落石対策の在り方として、大型土のうによる中長期での仮設対策や本設対策への適用の機運が高まっている。ただし、大型土のうを落石防護施設として用いるにあたっては、土のう単体がどの程度の落石規模に耐えられるかといった適用範囲が明らかとなっておらず、どの程度の厚みや高さがあれば落石に対して安全であるかを確認する性能照査方法も未確立である。さらに、大型土のうは中詰め材に地盤材料を充填して製作するが、その土質や物性値、充填方法による質量の違いがどのように耐衝撃性能に影響を与えるかも不明である。

このような背景を受け、本研究では将来的に土のうの性能を検討する上で重要となる土のうの挙動特性について調査した。具体的には、土のう単体を対象として、中詰め材の質量や衝突体の衝突速度、配置方法を変えた衝突実験を行うことによって、土のうの衝突に対する挙動特性の傾向について調査した。

2. 縮小モデル実験による土のうの衝突に対する挙動調査

2.1 実験概要

実験装置の設置状況を写真-1 に示す。実験装置は、単管製の檣から吊るした重錘を人力にて所定の位置まで持ち上げ、静かに放すことで土のうに衝突させる仕組みである。本実験では、重錘を持ち上げる高さを変えることで重錘の速度を調整し、衝突時の土のうと重錘の挙動を高速度カメラで撮影した。また、実験で用いた土のうは重錘衝突により明らかな損傷が発生しない限り、繰り返し使用した。

本実験で使用した土のうは、写真-2 に示すように縦横高さが約 250mm となるよう、土砂を充填して製作した。充填土砂の土質は、砂分が 87%を占める粘性土まじり砂で、砂を主体とした粒径の揃った粒度である。重錘は無収縮のセメントにより多面体を構築しており、写真-3 に示す形状と寸法で、重錘質量は 18.7kg である。

本実験では、重錘に設置した加速度センサーにより、衝突方向の加速度を計測すると共に、高速度カメラの画像解

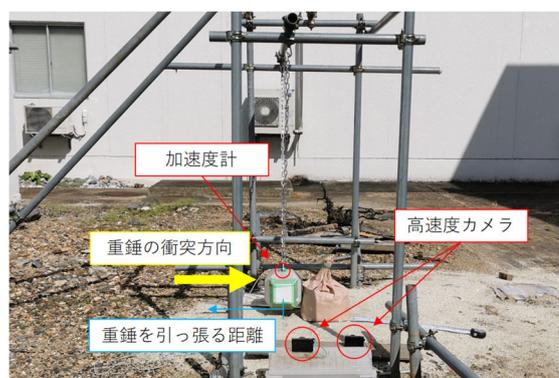


写真-1 実験装置の設置状況



写真-2 土のうの形状

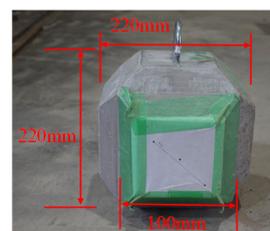


写真-3 重錘の形状

析により重錘と土のうの移動量，速度を算定した。表-1に本実験で行った実験ケースの概要を示す。本実験では，土のうの配置方法により，ケースをA, B, Cに区分し，各配置にて重錘の衝突速度を変えて実施した。ケースA, B, Cの土のうの配置方法は図-1に示す通りである。

表-1 実験ケースの概要

ケース	ケース数	配置方法	衝突速度 v (m/s)	土のう質量 (kg)	重錘質量 (kg)
A1~A84	84	単体	0.26~5.24	22.0	18.7
B1~B18	18	直列	1.59~4.73		
C1~C30	30	千鳥	1.73~4.75		

2.2 小型土のうの衝突に対する挙動特性

衝突時の状況を抜粋した図-2より，衝突を受けた土のうの反応は，重錘の貫入段階と土のう自体の移動段階，回転段階に分けることができる。重錘の貫入は，衝突後から開始し，0.01秒前後で土のうの移動が開始する。土のうの回転は，重錘の衝突速度が大きいと開始時間が遅い傾向であり，衝突速度が5m/sを上回るケースでは，土のうが完全に転倒することが確認できた。

図-3は，衝突速度約3m/sのケースにおける土のうの衝突方向の移動量，重錘の貫入量，重錘加速度の衝突時を0秒とした時間変化を示したものである。重錘加速度については，正の方向が重錘の衝突方向である。図-3より，貫入量が増加し始めると加速度も増加し，貫入量の増加勾配が大きい0.005秒前後で加速度がピークに達すると，加速度は急激に減少し始めることがわかる。加速度が減少に転じて，衝突から約0.01秒後に減少勾配が一旦緩やかになるが，そのタイミングで土のうが移動し始めると，加速度の減少勾配は再び増加し，0.03秒から0.05秒の間で0m/s²に至る。

図-4は，衝突速度約3m/sのケースにおける衝突時を0秒とした重錘速度と土のうの移動速度，土のうの前面と背面の鉛直変位量の時間変化を示している。図-4より，重錘速度は衝突後急激に減少し，衝突から概ね0.02秒から0.1秒までの間で，土のうと同程度の速度で一定の状態となる。この一定の状態が生じている時間に着目すると，土のう前面と背面の鉛直変位量は，共に正の方向に増加していることが確認できる。重錘が土のうと同速度で一定の状態となり，そのタイミングで土のうが鉛直上向き方向に変位していることを踏まえると，同時間では土のうが地面から浮いた状態で重錘と共に移動していたものと考えられる。

2.3 小型土のうの挙動によるエネルギー消散機構

図-5は，重錘の速度と質量から求めた運動エネルギーの時間変化を，衝突直前の運動エネルギーに対する割合で示したものである。運動エネルギーは，3.4に定義した。図-5より，運動エネルギーは衝突直後から約0.03秒の間で減少勾配が大きく，重錘速度と同様一定となる区間を経た後，停

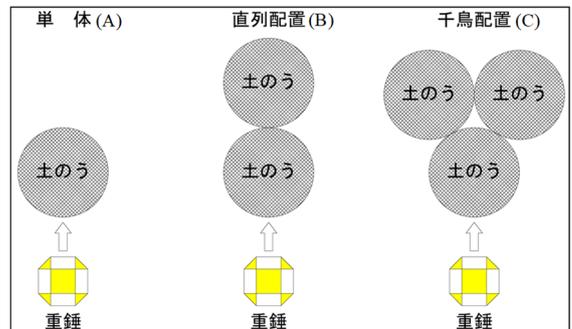


図-1 土のうの配置方法

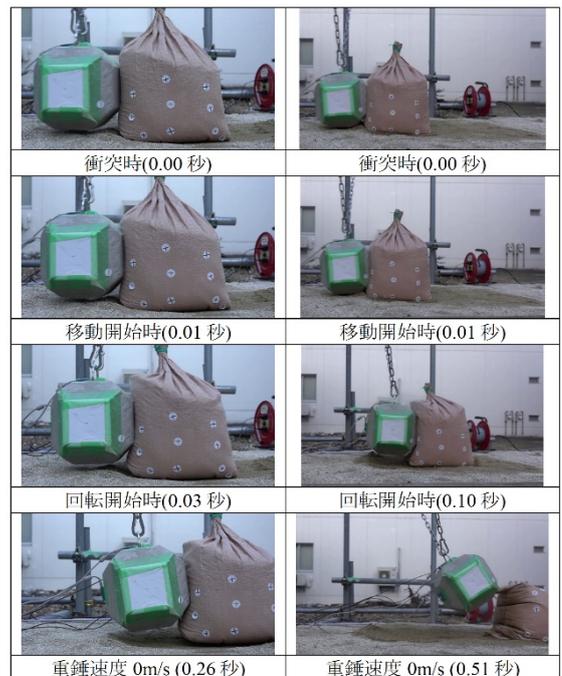


図-2 衝突時の連続写真(左: 3m/s, 右: 5.24m/s)

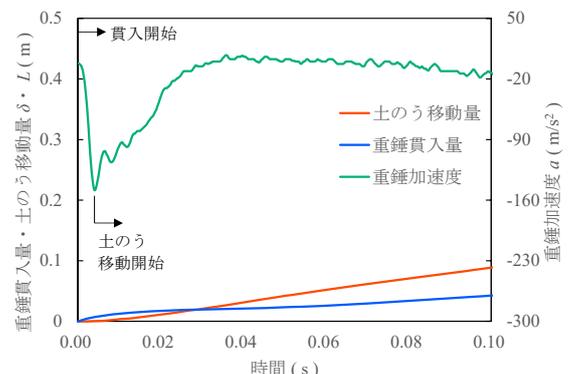


図-3 重錘加速度と変位量の時間変化

止に至る。この一定区間とその後の停止に至るまでの時間は、衝突速度が速いケースの方が長い傾向である。また、衝突速度が1m/sから3m/sまでのケースは、衝突速度が速いケースの方が一定区間に至るまでの運動エネルギー消散率が大きい。これよりも衝突速度が速いケースでは消散率の差は小さく、概ね80%程度で上限となる。つまりこれは、一定区間に至るまでの運動エネルギーの消散率は、重錘の衝突速度増加と共に増加するが、衝突速度が4m/sよりも速いと、消散率の増加は頭打ちになることを示唆している。さらに、一定区間までの土のうの反応が主に衝突直後に生じる貫入であることを踏まえると（図-3参照）、貫入における重錘の運動エネルギーの消散率には上限があると考える。

2.4 土のうの配置方法による耐衝撃性能の違い

図-6と図-7は、ケースAとB、Cにおける重錘の衝突速度と重錘最大加速度、重錘の貫入量との関係を示したものである。図-6より、重錘の最大加速度と重錘の衝突速度との間には正の相関が確認できる。また、最大加速度は単体や直列、千鳥の配置による大きな違いは見られない。図-7の貫入量についても、衝突速度の増加に伴い増加する傾向が確認できる。さらに、貫入量は単体と直列、千鳥配置による大きな違いは見られず、概ね0.04mで頭打ちとなることが確認できる。

重錘の衝突速度に対して、重錘の最大加速度および貫入量が単体と直列、千鳥配置で大きな差が見られなかったことから、貫入段階において土のうが重錘を停止させようとする働きは、配置による影響が小さいものと考えられる。

図-8は、ケースAとB、Cにおける重錘の衝突速度と土のうの移動量との関係を示したものである。図-8より、土のうの移動量は、衝突速度約0.5m/sを境に増加し始め、衝突速度との間には正の相関が確認できる。また、配置方法の違いに着目すると、単体のケースに比べ直列や千鳥配置の方が、土のうの移動量が小さいことが確認できる。このように直列と千鳥配置で土のうの移動量が小さいことは、衝撃が背面土のうに伝達されると共に、背面土のうの増設による地面との摩擦力増加が影響したためと考える。

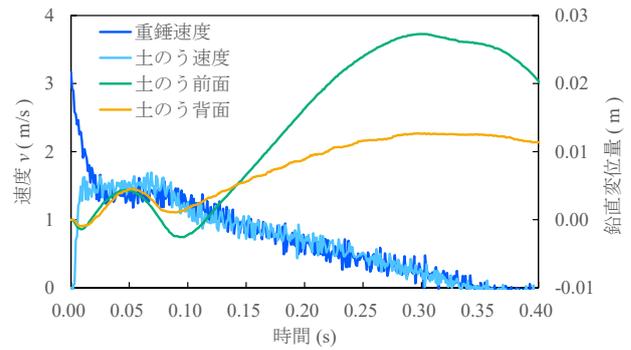


図-4 重錘速度と土のうの鉛直変位量の時間変化

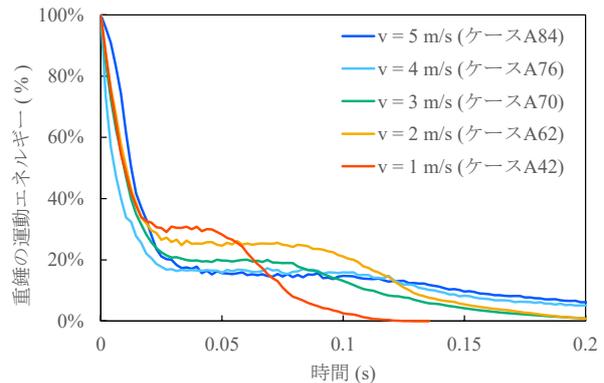


図-5 重錘の運動エネルギーの百分率の時間変化

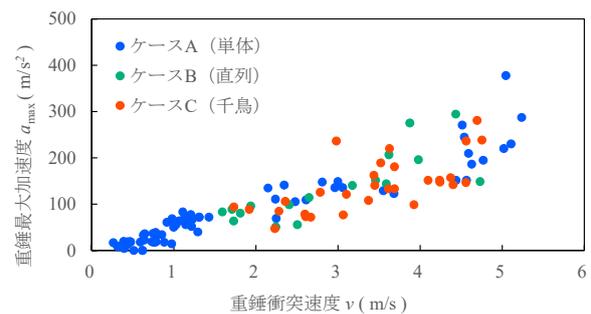


図-6 重錘の衝突速度と重錘最大加速度との関係

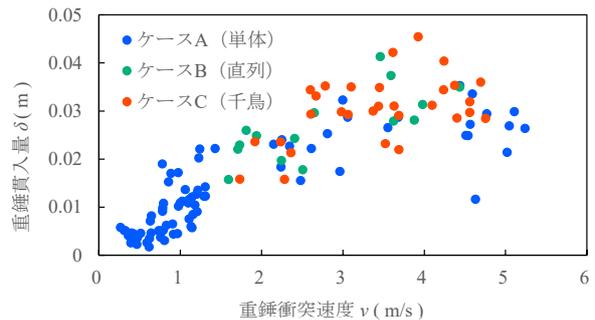


図-7 重錘の衝突速度と重錘貫入量との関係

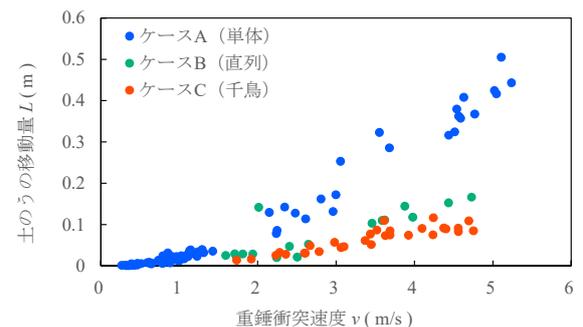


図-8 重錘の衝突速度と土のうの移動量との関係

2.5 土のうの耐衝撃性能に対する考察

衝突時の重錘の最大加速度や、小型土のうにおける重錘の貫入量と移動量は、重錘の衝突速度の増加に伴い、増加することが確認できた。このことから、土のうは重錘から入力される運動エネルギーに応じて、重錘の貫入量や土のうの移動量を増加させることで、エネルギーが消散されていると考える。また、重錘の衝突速度が 0.5m/s を下回ると、土のうが移動を伴わずに重錘を静止させるケースが確認できた。これは、土のうが貫入段階のみで、重錘の運動エネルギーを全て消散したことを示している。

図-3 で述べたように、重錘の最大加速度は重錘が土のうに貫入する段階で生じていることが確認できた。これに加え、図-6 と図-7 の重錘の最大加速度と貫入量において、単体と直列、千鳥配置の間で大きな違いが見られなかったことから、貫入段階での重錘停止に働く土のうの効果は、配置による影響は小さいと考える。一方で、土のうの移動量については、直列や千鳥配置など、衝突方向に土のうを複数配置したケースの方が小さいことを確認した。このことから、土のうの配置方法は、衝突に対する土のうの移動耐性や、移動段階におけるエネルギー消散効果に影響していると考えられる。

3. 実物大実験による大型土のうの耐衝撃性能の調査

3.1 実験概要

本実験に用いた実験装置は、写真-4 に示すように、振り子の支点となるバックホウ 1 が重錘を吊り上げ、バックホウ 2 により重錘を所定の高さまで引き上げることで、任意の高さから落下させることが可能な構造である。重錘は土のうの 0.65m の高さの位置に衝突させ、落下高は衝突速度を変えるために 0.1m と 1.0m の 2 パターンとした。

供試体に用いた大型土のうは、写真-5 に示す直径 1.1m×高さ 1.1m の形状で、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアルに規定された要求性能を満足するものとした。大型土のうは、実験ケースに応じて、質量約 1.7t と 1.5t のものを用意した。中詰め材の土砂は、小型土のうの中詰め材の土砂と同一である。重錘は写真-6 に示す形状と寸法で、質量 0.8t、体積 0.311m³、密度 2,572kg/m³ である。本実験では、重錘の速度と土のうの質量が衝突挙動に与える影響を確認するために、振り子で衝突させる際の重錘の落差と土のうの質量を変えて 4 ケース実施した（表-2 参照）。実験時は、重錘に 3 軸加速度センサーを設置することにより、衝突時の加速度を計測するとともに、高速度カメラにより重錘の貫入量と土のうの移動量、貫入量を計測した。



写真-4 振り子による重錘衝突実験の状況

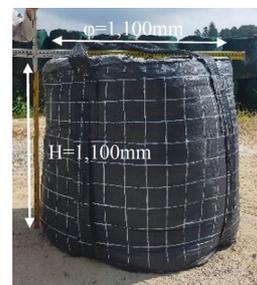


写真-5 土のうの形状



写真-6 重錘の形状

表-2 実験ケース一覧

No.	土のう質量 m_d (t)	土のう体積 V (m ³)	重錘の落下高さ H (m)	理論値	
				重錘速度 v (m/s)	運動エネルギー E (kJ)
1	1.71	1.13	0.1	1.40	1.68
2	1.58	1.12	0.1	1.40	1.55
3	1.71	1.13	1.0	4.43	16.78
4	1.54	1.13	1.0	4.43	15.11

3.2 衝突を受けた大型土のうの反応

全 4 ケースの内、No.3 を代表として、土のうが特長的な反応を示した瞬間の高速度カメラの画像を抽出したものを図-9 に示す。図-9 より、衝突を受けた土のうは、衝突直後から重錘の貫入による変形が生じる。また、衝突を受けた土のうは貫入開始後、時間差で移動を開始し、さらに移動と並行して、つま先部（衝突面反対側の下端部）を支点とした回転が生じることで、かかと部（衝突面下端部）が浮き始める。移動を伴っている間は、回転角度に大きな変化は見られないが、移動が終了すると、慣性力により土のうが徐々に衝突

方向に傾くことで、回転角度が最大となる。その後は徐々に回転前の位置に戻り、最終的に土のうの反応は完全に停止する。

図-10 は、衝突前後の土のうの外形を重ね合わせることで求めた土のうの重錘停止後における貫入量と移動量を示したものである。図-10 より、衝突速度が大きいケースの方が貫入量と移動量が大きく、土のうの質量が大きいと貫入量と移動量は小さい傾向であった。これは、入力される運動エネルギーの増加に応じて、土のうが貫入量と移動量を増大させることでエネルギー消散を図っているためと考える。また、土のうの質量が大きいケースにおいて貫入量が小さいことは、中詰め材土砂の質量増加に伴う相対密度の変化が、貫入に対する抵抗力に影響したためと考える。加えて、質量が大きい土のうは、質量が小さい土のうに比べ体積が大きく、袋体がより緊張した状態であり、これにより中詰め材の移動が制限されたことが理由と考える。また、土のうの移動量が低下したことは、土のうの質量が増加したことにより、土のうと地面との間の摩擦力が増加したためと考える。なお、ケース No.1 とケース No.2 間で移動量に大きな違いがなかったことは、低速度領域での衝突では、土のうの質量が移動量に与える影響が小さいためと考える。



図-9 衝突時の土のうの反応状況 (No. 3)

3.3 衝突時の重錘の挙動

図-11 は、各ケースの重錘加速度の3軸合成値と、加速度の積分値から求めた重錘速度の衝突時を0秒とした時間変化を示したものである。また、図中には高速度カメラの画像解析から算定した土のうの各反応開始時間を記入している。図-11 より、全ケースにおける重錘加速度のピークは、衝突後約0.02秒後から0.03秒までの貫入時間内でピークに達しており、同じタイミングで重錘速度は急激に減少していることがわかる。その後土のうの移動が始まるタイミングで加速度が減少に転じ、重錘速度の減少勾配は緩やかになる。さらに、土のうが回転している時間の重錘加速度の減少勾配は、より緩やかな傾向であることが確認できる。衝突速度と土のうの質量による重錘加速度の違いに着目すると、ケース No.2 とケース No.4 に比べ、土のうの質量が大きいケース No.1 とケース No.3 は最大加速度が大きく、重錘速度の減少勾配が急であり、重錘が停止するまでの時間が短いことがわかる。

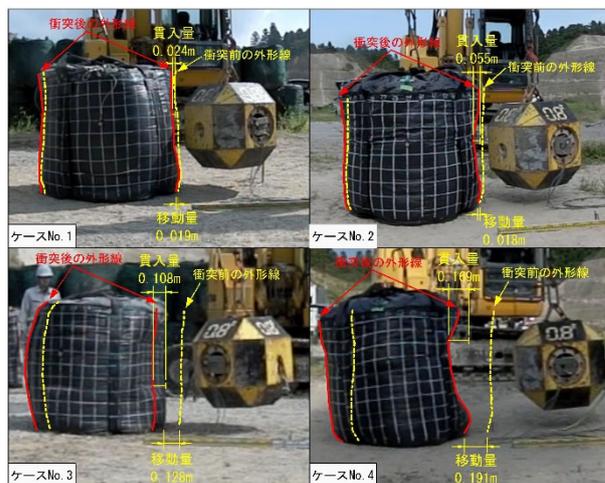


図-10 衝突後の土のうの貫入量と移動量

と、ケース No.2 とケース No.4 に比べ、土のうの質量が大きいケース No.1 とケース No.3 は最大加速度が大きく、重錘速度の減少勾配が急であり、重錘が停止するまでの時間が短いことがわかる。

砂を緩衝材とした既往の重錘落下実験²⁾では、落体衝撃力のピークは衝突による緩衝材の圧縮で他の領域と比べて相対的に硬い領域が形成され、強い抵抗力を受けたことで生じたと報告されている。この既往研究内容を踏まえると、重錘加速度のピーク時は衝突面が他の領域と比べて相対的に硬い状態であったことが推察される。これは、重錘の貫入により中詰め材が押し出されて袋体が緊張状態となり、中詰め材の移動が制限されたことで、衝突面が硬くなったためと考える。さらに、土のうの質量によりピークに違いが生じたことは、質量が大きい土のうの方が、袋体の緊張力が高まり、より中詰め材の移動が制限されるためと考える。

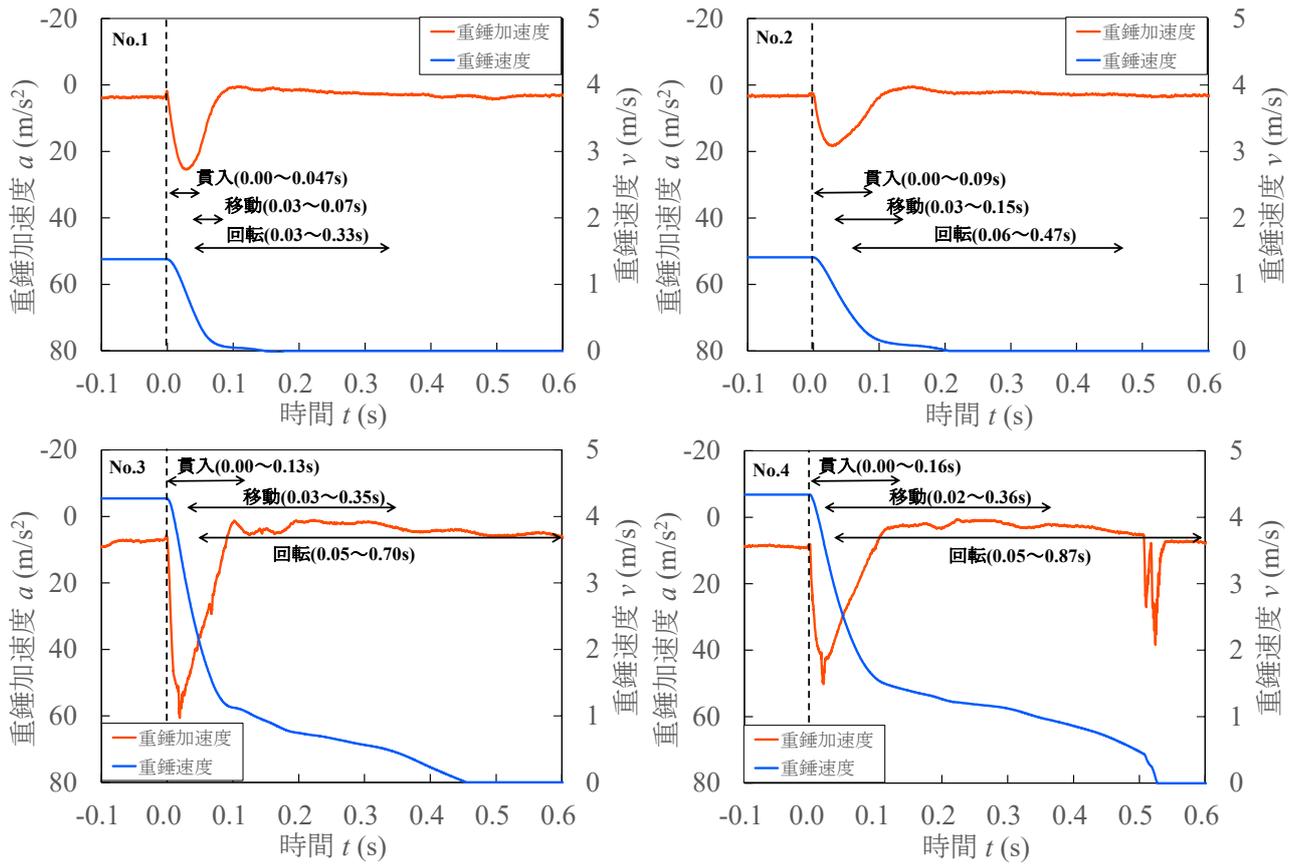


図-11 重錘加速度と速度の時間変化

3.4 大型土のうの挙動によるエネルギー消散機構

土のうの各反応で消費されたエネルギーについて、より詳細に把握するために下記算定式により、土のうの移動と回転に働いた仕事を消散されたエネルギーとして求めた。さらに、この消散エネルギーを重錘の衝突速度と運動エネルギーとの関係を示す図-12に、土のうの質量別に示すことで、土のうの貫入、移動、回転段階で消散されたエネルギーについて確認した。

$$E_m = 1/2mv^2 \quad (1)$$

ここに、 E_m : 土のうの移動段階での消散エネルギー (kJ)
 m : 土のうの質量 (t)
 v : 土のうの移動速度 (m/s)

$$E_r = 1/2I\omega^2 \quad (2)$$

ここに、 E_r : 土のうの回転段階での消散エネルギー (kJ)
 I : 慣性モーメント
 ω : 角速度 (rad/s)

$$I = m/4 \{(H^2 + \varphi^2)3 + 4r^2\} \quad (3)$$

ここに、 m : 土のうの質量 (t)
 H : 土のうの高さ (1.1m)
 φ : 土のうの直径 (1.1m)
 r : 土のうの重心から回転の支点となる端先までの水平距離 (0.55m)

$$E_p = E - E_m - E_r \quad (4)$$

ここに、 E_p : 土のうへの貫入段階での消散エネルギー (kJ)
 E : 衝突直前の重錘の運動エネルギー (kJ)

図-12 より、重錘の運動エネルギーは大きく3つの領域に分けられ、各領域は下から重錘の貫入 E_p 、土のうの移動 E_m 、回転 E_r 段階での消散エネルギー量と考えることができる。土のうの質量が大きいケースでは、移動と回転によるエネルギー消散率が約10%~30%、貫入でのエネルギー消散率が70%~90%である。質量が小さいケースでは、移動と回転によるエネルギー消散率が25%~30%、貫入でのエネルギー消散率が70%~75%である。土のうの移動と回転によるエネルギー消散量は、衝突速度の増加に伴い増加する傾向であるが、いずれのケースにおいても回転で消散された運動エネルギーは微量であることがわかる。また、土のうの質量が大きいケースの方が、小さいケースに比べ衝突速度の増加に対する移動と回転による運動エネルギー増加の割合が小さいことがわかる。このことを踏まえると、衝突を受ける土のうの質量が大きい方が重錘から入力される運動エネルギーに対して、貫入段階で消散される運動エネルギーの効果が大きく、衝突速度が大きい方がよりその差も大きいと考える。これは、質量が大きい土のうの方が、質量が小さい土のうに比べ、袋体がより緊張することで、中詰め材の移動が制限され、土のうが相対的に硬くなるためと考える。

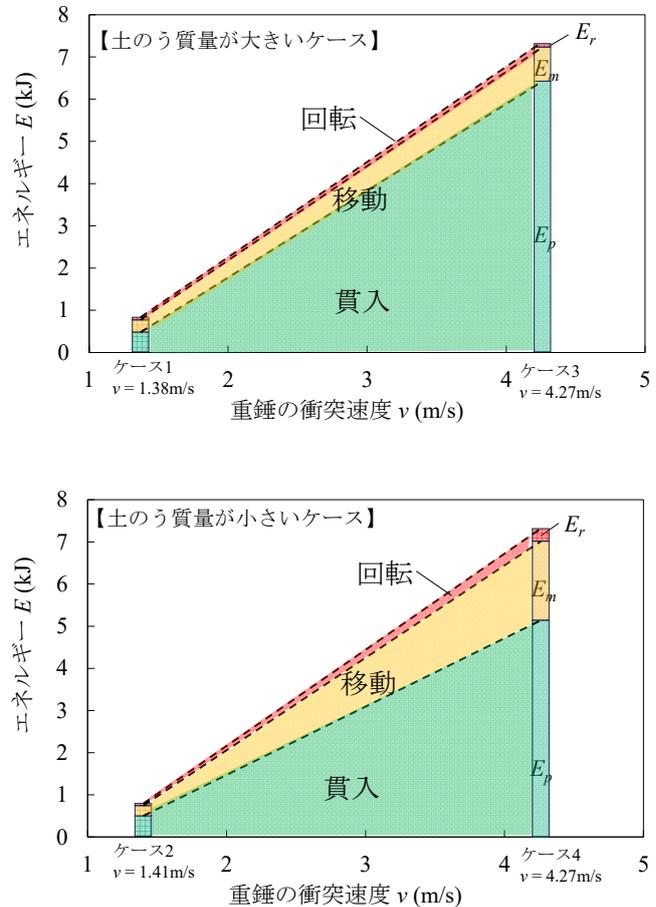


図-12 重錘の運動エネルギーの百分率の時間変化

4. 衝突に対する土のうのエネルギー消散機構

4.1 縮小モデルと実物大実験との比較

小型土のうと大型土のうの実験による反応を整理すると、図-13に示すように、土のうは重錘衝突後、貫入、移動、回転という流れで反応が生じる。また、土のう本体の移動が停止すると、慣性力によって回転の傾きが最大となり、その後回転前の位置に着地し反応は停止する。また、土のう

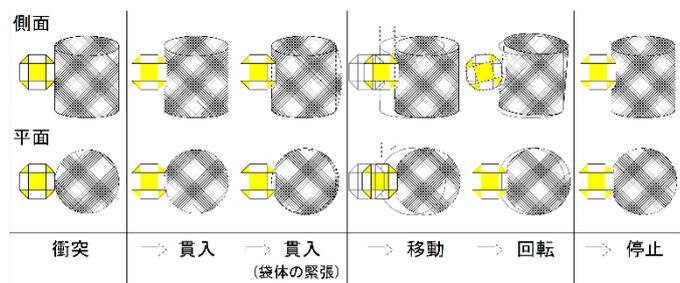


図-13 重錘衝突時の土のうの反応過程概念図

うは重錘の衝突速度の増加に伴い、貫入、移動、回転の大きさと反応時間を増大させることで重錘を減速させるが、この減速効果は土のう質量が大きい方が高いことがわかった。加えて、小型土のうの実験では、重錘衝突により土のうが浮き上がりながら移動する挙動が見られ、重錘の衝突速度が5m/sを上回るケースでは、衝突に対して土のうが耐えきれなくなり完全に転倒することが確認できた。

4.2 エネルギー消散過程の考察

大型土のう単体の実験では、貫入段階で70%から90%のエネルギーが消散され、残りを移動と回転で消散することを確認した。また、単体の実験において、貫入によるエネルギー消散効果は、土のうの質量により異なる傾向が確認できたが、質量が大きい土のうの方が衝突に対して貫入段階で消散できるエネルギー量が大きいことが確認できた。

落石防護土堤を対象とした斜面転落式重錘衝突実験を行った杉山ら³⁾は、重錘が落石防護土堤に貫入する過程で、最大70%程度エネルギーが吸収されたと報告している。また、小型の土堤を対象とした既往の重錘衝突実験⁴⁾においても、貫入時に吸収された重錘の運動エネルギーは概ね90%であったことが報告されている。このように、土を主材料とした落石防護施設の既往研究においては、いずれも重錘が貫入する過程で消散される運動エネルギーが落石防護施設としてのエネルギー消散効果に大きく影響を及ぼしていることが報告されている。これらの既往研究の結果を踏まえると、大型土のう単体や積層体の貫入段階での消散エネルギーが70%から90%であったという結果は概ね妥当であり、土のうを用いた落石防護施設においても、落石エネルギーに対して貫入段階での消散エネルギーの影響が大きいものとする。

5. おわりに

本実験で得られた知見について述べる。

- 1) 衝突を受けた土のうは、重錘の貫入、土のうの移動、回転という流れで反応する。加えて、土のうが移動する際は、重錘の衝突により土のう全体が浮き上がることで、地面との摩擦力が得られない状態となり、重錘の速度を低下させる働きが一時的に機能しない状態となる場合がある。
- 2) 衝突時の重錘の最大加速度や、小型土のうにおける重錘の貫入量と移動量は、重錘の衝突速度の増加に伴い、増加することが確認できた。このことから、土のうは重錘から入力される運動エネルギーに応じて、重錘の貫入量や土のうの移動量を増加させることで、エネルギー消散を図っていると考えられる。
- 3) 土のうの移動量については、直列や千鳥配置など、衝突方向に土のうを複数配置したケースの方が小さいことを確認した。このことから、土のうの配置方法は、衝突に対する土のうの移動耐性や、移動段階におけるエネルギー消散効果に影響していると考えられる。
- 4) 算定した消散エネルギーの入力エネルギーに占める割合は、貫入70%~90%、移動と回転10%~30%で、土のうの移動と回転によるエネルギー消散量は、土のうの質量が大きいケースの方が、小さいケースに比べ衝突速度の増加に対する移動、回転でのエネルギー消散量増加の割合が小さいことがわかった。これは、土のうの質量が大きい方が貫入段階で消散されるエネルギーの入力エネルギーに占める割合が大きく、衝突速度が大きい方がよりその差は大きいことを示している。すなわち、土のうの質量が大きい方が、貫入で消散されるエネルギー量が大きく、移動で負担するエネルギー消散量が小さいことを示している。

参考文献

- 1) 一般財団法人土木研究センター (2017): 「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル。
- 2) 峯祐貴・前田健一・松尾和茂・杉山直優・川瀬良司 (2020): 落石衝突時の敷砂緩衝材内部の変形挙動に及ぼす地盤特性の影響, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.975-987.
- 3) 杉山直優・前田健一・鈴木健太郎・今野久志・峯祐貴・磯合凌弥 (2021): 落石捕捉性能把握に向けた実規模落石防護土堤の落体衝突実験, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.864-877.
- 4) 松尾和茂・前田健一・堀耕輔・鈴木健太郎・今野久志 (2019): 落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析, 土木学会論文集 A2, Vol.75, No.2, pp.I,389-I,400.

大型土のうの耐落石衝撃挙動の調査 その2

応用地質株式会社 正会員 ○林幹之
株式会社ライテク 正会員 上田大輔
陳勁銓
岐阜大学 正会員 沢田和秀

1. はじめに

落石災害が発生すると予想されている場所では、応急的な落石防護工として大型土のう積層体を適用されることがある。土のうは内部減衰による緩衝効果を有しており、落石防護柵や土提の緩衝材として適用されているが、土のうのみから成る構造物の落石衝突による挙動は調査されていない。実験による土のうの挙動を確認することは信頼できるが、費用・時間的コストが効率的でなく、数値解析を用いて、条件を変えた試験を行い、土のうの挙動を推定することが望ましいと考える。本研究では、最終的に大型土のう積層体の落石衝突による挙動の解明を目的としており、本稿では、その1¹⁾で行った大型土のうの重錘振り子式衝突実験(以下、実規模実験とする)の結果を用いて再現解析を行い、重錘衝突による大型土のう内部の応力状態を説明する。また、重錘の衝突速度が異なるケースの土のうの挙動を説明する。

2. 実規模実験

実規模実験では、図-1に示す装置を用いて、振り子の支点となるバックホウ1が重錘を吊り上げ、バックホウ2により重錘を所定の高さまで引き上げることで、任意の高さから落下させることで、その時の大型土のうの挙動を確認した。詳細はその1¹⁾を参照されたい。



図-1 実規模実験の実験装置

3. 再現解析概要

3.1 解析方法

本解析では、接触問題で使用実績の高い非線形動的構造解析プログラムである LS-DYNA²⁾を使用した。LS-DYNA は、構成方程式の解法として陽解法をベースとしており、構成方程式の連立方程式を解くにあたって、収束計算を必要とする陰解法に比べて、少ないメモリで大変形を解くことができ、弾性モデルや弾塑性モデルなど幅広い材料特性をモデル化することができる。

Investigation of the large size soil-bags behavior against rockfall impact Part 2 : HAYASHI Motoyuki (Oyo corporation), UEDA Daisuke · CHEN Jingcyuan(Raiteku), SAWADA Kazuhide(Gifu University)

3.2 解析モデル

解析モデルを図-2 に示す。解析モデルは、実規模実験を再現するために、ワイヤーを用いて振り子を作成した。解析モデルにおける重錘は、実規模実験と同様に EOTA のガイドライン³⁾に示される形状・寸法とした。大型土のうは、簡易的に円柱の形状とし、寸法を幅 1.1m×奥行 1.1m×高さ 1.1mとした。6 面体ソリッド要素で砂、4 面体シェル要素で袋材を表現し、それらを組み合わせて大型土のうをモデル化した。また、地盤は重錘と土のうの衝突時に、地盤の底面および側面から土のう、重錘に影響を及ぼさないように十分に大きい寸法とした。

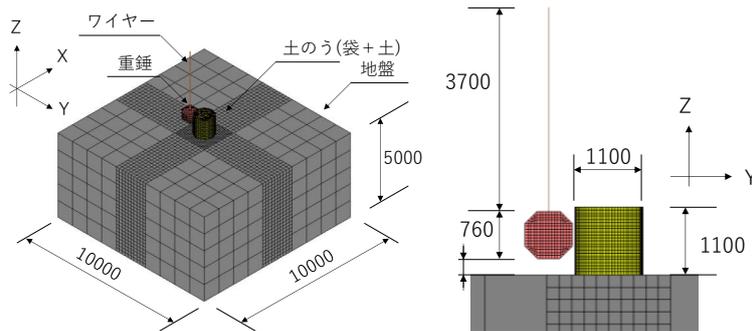


図-2 解析モデル(左：全体図，右：重錘と大型土のうの拡大図)

3.3 変位境界条件，初期境界条件

図-3 に示した解析モデルにおいて、変位境界条件は、地盤底面及び、地盤側面を 3 軸方向の並進変位，回転変位の拘束を行った。また、地盤底面および側面で応力波(膨張波，せん断波)が反射しないように地盤底面および側面に無反射境界条件を適用し、実際の半無限の地盤を表現した。さらに、ワイヤーの上端に並進変位の拘束を行った。ワイヤーと地盤以外の節点には変位境界条件を設けず，節点を自由とした。

初期境界条件では、全てのモデルに重力加速度を設定し，重錘に初速度を与えた。重錘の初速度は実規模実験から得られた重錘の速度(1.41m/s, 4.34m/s)を図-3 の Y 軸の正の方向に与えた。本解析では，解析モデル全体に重錘加速度を加え，助走計算を行い，地盤や大型土のうなどの変位量が収束した後に，重錘に初速度を与えて再現解析を行った。

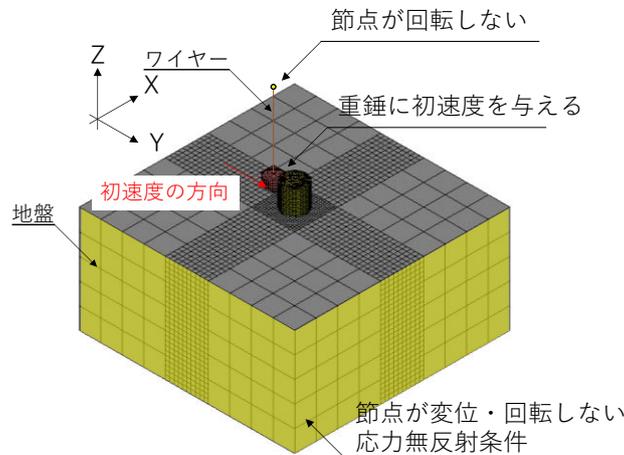


図-3 変位境界条件と初期境界条件

3.4 材料モデル，接触境界条件

大型土のうの中詰材には，土の衝撃挙動を再現することができる，破壊を考慮した土質体 (SOIL_AND_FOAM_FAILURE)を使用した。破壊を考慮した土質体は，LS-DYNA に内蔵されている固有の材料名称である。この材料の降伏条件は，Drucker-Prager の降伏条件に基づいており，粘着力および内部摩擦角によって表現することができる。破壊を考慮した土質体では，粘着力と内部摩擦角に加えて，密度，ポアソン比，せん断弾性係数，体積弾性係数を材料パラメータとして設定する。

大型土のうの袋材には，線形弾性体を表現できる繊維材料モデル(MAT_FABRIC)を使用した。繊維材料モデルは，強度異方性や，任意の応力ひずみ曲線により，ひずみ軟化やひずみ硬化を表現することができるが，本解析では等方弾性体として扱う。

ワイヤー，地盤および重錘の材料モデルには，解析中にそれぞれの物体の変形が微小であると仮定し，Hookeの法則によりひずみから応力を算出することができる等方弾性体(MAT_ELASTIC)を適用した。

再現解析では，実験結果を表現するために，重錘衝突後の重錘速度の変化，大型土のうの移動量に着目した。ここで，実験と解析における重錘速度，大型土のうの移動量は，図-4 に示す点の重錘衝突方向の変位量または，Y方向の変位量を用いて算出した。

材料パラメータおよび接触境界条件は，既往の研究⁴⁾や一面せん断試験によって一時的に決定し，その後，パラメトリックスタディによって，実験と解析の結果が合うようにパラメータを調整した。表-1，表-2 に材料パラメータおよび接触境界条件を示す。

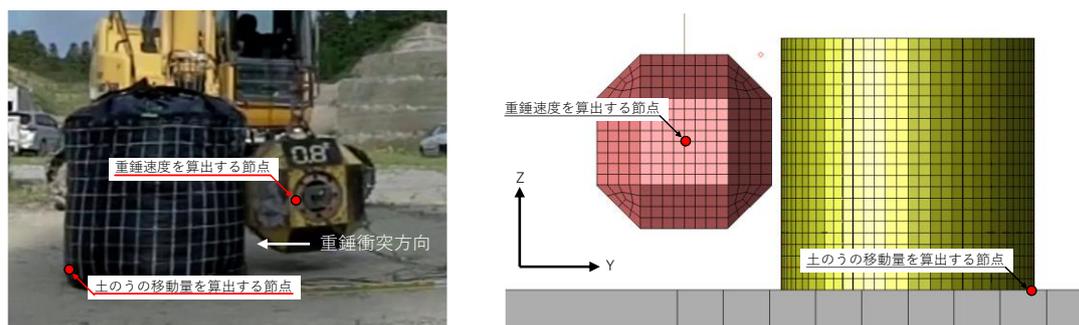


図-4 重錘速度，土のうの移動量の基準とする点(左：実規模実験，右：再現解析)

表-1 材料パラメータ

材料名称	モデル	密度 ρ [kg/m ³]	ヤング係数E[kPa]	ポアソン比 ν	内部摩擦角 ϕ	粘着力C[kPa]
重錘	剛体モデル (RIGID_MODEL)	2572	2.8×10^7	0.28	-	-
ワイヤー	等方弾性モデル (ELASTIC_MODEL)	7874	1.0×10^{11}	0.30	-	-
地盤	等方弾性モデル (ELASTIC_MODEL)	1800	2.0×10^7	0.30	-	-
土のう	袋 (FABRIC_MODEL)	1200	6.0×10^4	0.30	-	-
	土 (SOIL_AND_FOAM)	1473	4.0×10^4	0.30	38	25

表-2 接触境界条件

	動摩擦係数	静摩擦係数
土のう袋と土	0.10	0.10
土のう袋と地盤	0.35	0.35
土のう袋と重錘	0.50	0.50

4. 再現解析の結果

図-5、図-6に再現解析の結果を示す。図-5において、重錘速度が1.41[m/s]の結果は重錘と土のうが衝突した直後の傾きが異なり、重錘速度が0になるまでの時間は計算値の方が実験値よりも長くなった。重錘速度が4.34[m/s]の場合、重錘速度の変化としては重錘が大型土のうに衝突した直後の傾きを表現できたが、時間が0.26[s]以降の傾きは実験値と計算値で異なり、計算値よりも重錘速度の傾きが緩やかになった。図-6において、土のうの移動量は、いずれの重錘速度についても、おおむね実験結果を解析で表現できたと考える。

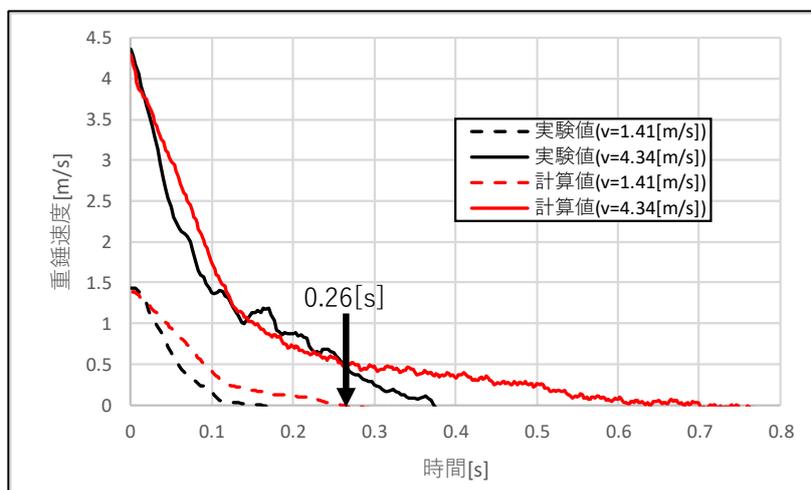


図-5 再現解析の結果(重錘速度の変化)

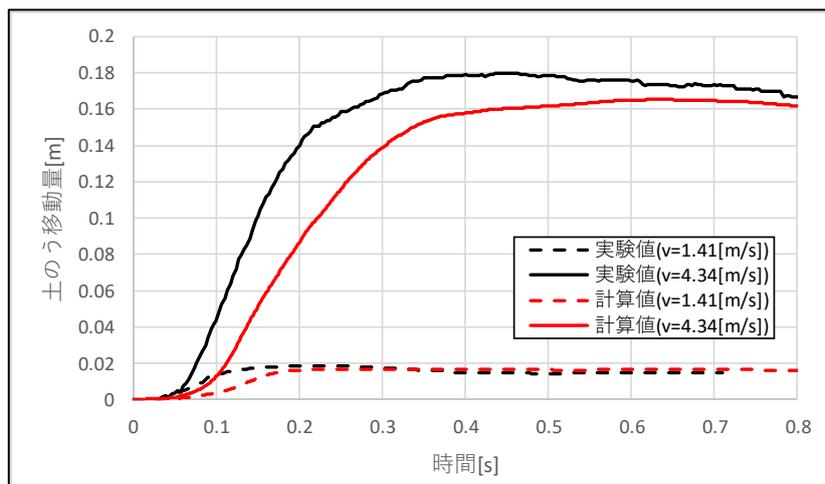


図-6 再現解析の結果(土のうの移動量)

5. 大型土のう内部の応力状態

重錘が土のうに衝突する時、土のうにどのように応力が作用するかを確認するために、土のうの袋材および中詰材に作用する応力を求めた。図-7に重錘速度が4.34[m/s]における大型土のうに重錘が衝突した後の重錘に作用する加速度を示し、特徴的な4つの時刻を選ぶ。これらの時刻における内部応力状態を算出した。図-8、図-9に大型土のう中詰材の応力状態、図-10、図-11に袋材の応力状態を示す。時刻が0.018[s]の重錘加速度がピーク値を取るとき、大型土のうの中詰材にY、Z軸方向の圧縮応力が重錘衝突箇所を中心として広がる。一方で、袋材には応力がほとんど作用していない。0.162[s]のとき、大型土のうが変形し、中詰材の重錘衝突部に作用する圧縮応力は減少し、土のう内部全体に圧縮応力が作用し、圧縮応力の一部は地盤に伝わっている。大型土のうの袋材は、変形することで大型土のうの重錘衝突部および側面に作用していた引

張り応力は大型土のう背面に集中し始める。この時、明らかに大型土のうの重錘衝突側が浮き始め、反対側下部で大型土のう自体を支えていることが分かる。以上のことから、重錘が大型土のうに衝突すると、大型土のうの衝突面に大きな圧縮応力が作用し、その反力(貫入抵抗)によって、重錘の衝突力を吸収する。その後、大型土のうの内部は重錘の衝突力によって、重錘衝突部から広がるように大型土のう下部や側方に変形する。それに伴い、大型土のうの重錘衝突部で作用していた圧縮応力が減少し、重錘の運動に抵抗する力を失う。重錘の運動に抵抗する力を失った土のうは、重錘の慣性によって浮き上がり、図-8や図-9に示すかかと部分(衝突面反対側の下端部)で大型土のう自身を支えるようになり、かかと部分の中詰材は地盤の摩擦によって圧縮応力が作用し、袋材に引っ張り応力が作用していると考えられる。つまり、重錘の衝突力は大型土のうの重錘衝突部における貫入抵抗と土のうのかかとと地盤の摩擦によって消散していると考えられる。

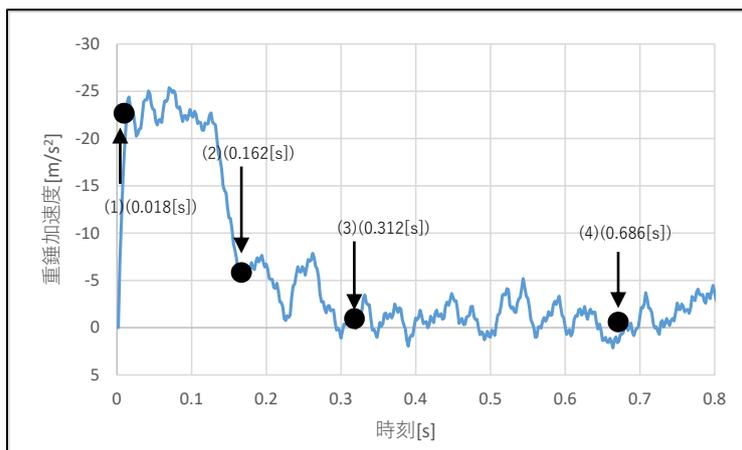


図-7 重錘加速度(重錘速度 4.24[m/s])

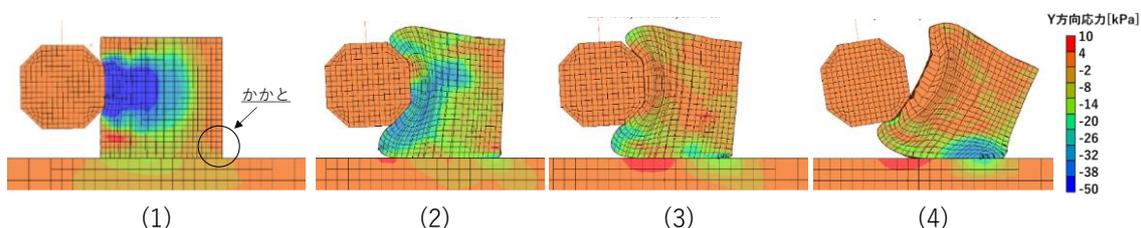


図-8 大型土のう内部および地盤内のY軸方向応力

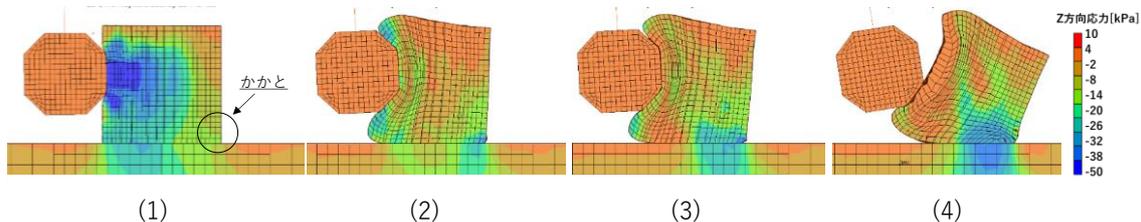


図-9 大型土のう内部および地盤内のZ軸方向応力

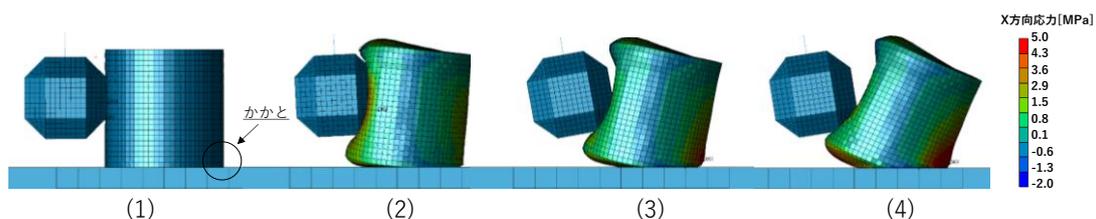


図-10 大型土のうの袋材に作用するX軸方向応力

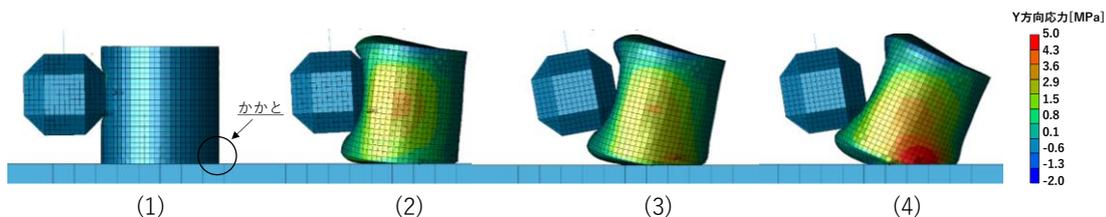


図-11 大型土のうの袋材に作用するY軸方向応力

6. 重錘速度を変えた時の大型土のうの挙動

大型土のうに衝突する重錘の速度が変化した場合の重錘・大型土のうの挙動を調査するために、再現解析のデータを用いて、重錘速度を変化させた予測解析を行った。解析ケースは表-3 に示す通りに設定した。No.1 とNo.2 は実規模実験と同様の重錘速度であり、No.3 から重錘速度を2[m/s]ずつ増加させ、解析ケースの重錘の最高速度を14[m/s]とした。

重錘速度と土のうの移動量の結果を図-12 に示す。重錘速度が増加するほど、土のうの移動量が指数関数的に増加することがわかる。また、重錘速度が8[m/s]以上であるとき、図-13 に示すように、大型土のうの転倒を確認した。

続いて、図-14における重錘と大型土のうのY軸方向変位量の差を重錘貫入量と定義し、算出した最大重錘貫入量と重錘速度の関係を図-15 に示す。図-15 から、重錘速度が増加するにつれ、最大重錘貫入量は増加していることがいえる。

表-3 重錘速度を変えた予測解析の解析ケース

No.	重錘速度[m/s]
1	1.41
2	4.34
3	6.00
4	8.00
5	10.00
6	12.00
7	14.00

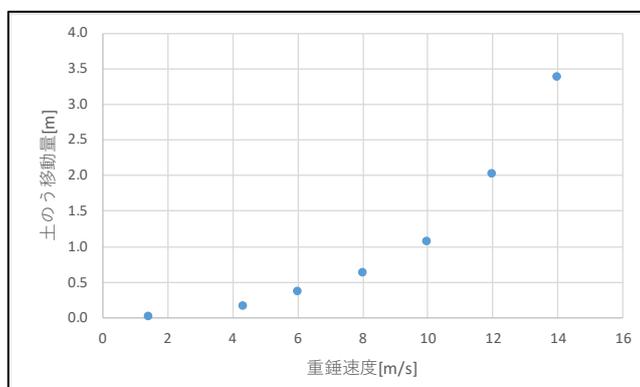


図-12 重錘速度と土のう移動量の関係

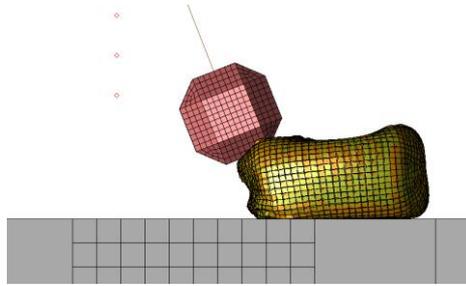


図-13 大型土のうが転倒した状態(重錘速度が8.0[m/s])

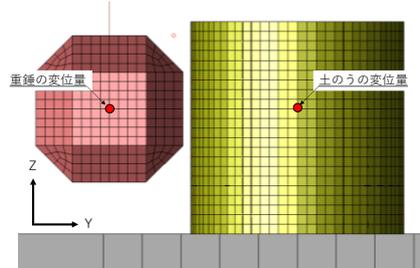


図-14 重錘貫入量を算出する基準

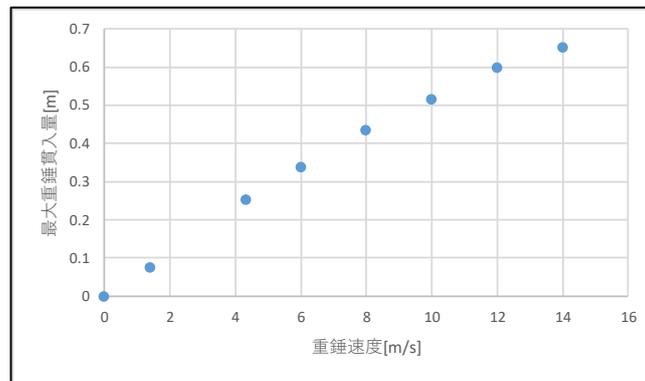


図-15 重錘速度と最大重錘貫入量

7. まとめ

- ・LS-DYNAにより、大型土のうの重錘衝突実験の再現解析を実施した。
- ・大型土のうに重錘が衝突することで、土のうの衝突側で圧縮応力が作用し、時間の経過とともに圧縮応力が分散し、徐々に土のうの反対側で圧縮応力が集中する。
- ・重錘速度の増加に伴い、衝撃を受けた土のうの移動量、貫入量は増加する傾向があり、重錘速度が8[m/s]以上で大型土のうは転倒する。
- ・大型土のうの落石防護工適用に向けて、今後は大型土のうの中詰材の影響や複数の土のうに重錘が衝突した時の挙動の確認を行う予定である。

参考文献

- 1) 上田大輔, 難波正和, 林幹之, 沢田和秀 2024: 大型土のうの耐落石衝撃挙動の調査 その 1, 第 33 回調査・設計・施工技術報告会(投稿中).
- 2) 株式会社日本総研ソリューションズ(2007): LS-DYNA ver.971 USER'S MANUAL Volume 1.
- 3) Approvals Organisation for Technical European(2013): ETAG 027 GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL of FALLING ROCK PROTECTION KITS.
- 4) 榎谷浩, ホーシータム, 西田陽一(2014): 落石防護柵におけるサンドパックの影響に関する研究, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.1056-1065.

供用している高速道路トンネルへの避難連絡坑接続における補強工事の実施

中日本高速道路株式会社東京支社 東京工事事務所 ○堀川 敬
株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部トンネル研究室 鈴木 俊雄
中日本高速道路株式会社 技術本部高度技術推進部 海瀬 忍

1. はじめに

中日本高速道路(株)金沢支社 敦賀保全・サービスセンター(以下、「敦賀HSC」という)管内では、安全性の向上を目的に、北陸自動車道 敦賀IC～今庄IC間にある葉原トンネルの上下線間に避難坑を新たに設けて上下線それぞれの連絡坑を供用トンネル(上下線)に接続する工事を実施した(図-1)。

2021年5月より避難連絡坑を供用トンネル(上り線)に接続する作業を開始したところ、監視のために設置している供用トンネル計測値に増加傾向がみられたことから、供用トンネルおよび避難連絡坑への追加補強工事を実施した。

本報告では、工事において実施した補強工事の内容と、その効果について言及するものである。

2. 避難連絡坑の本坑接続状況について

避難連絡坑の本坑(供用トンネル)への接続は、本坑における既設の覆工コンクリートを避難連絡坑断面に沿って外周をコア削孔し、その後ワイヤーソーでコンクリートを分割・切り出す方法で施工計画を立てた。

2021年5月20日から上り線側の本坑接続作業を開始し、同年6月3日に本坑監視員通路の天端から接続部断面のうち上部の覆工コンクリートの撤去を完了した(写真-1)。当初は、地質的に硬質(C等級)であることが避難連絡坑掘削時に確認されていたため、避難連絡坑の接続後は、早期の変形収束を想定していた。しかし、計測値に収束傾向がみられないことから、緊急的および恒久的な対応を実施した。

3. 緊急対応について

計測値の増加に対応して、避難連絡坑の本坑への接続時に、矢板工法で施工されている本坑の既存鋼アーチ支保工を切断した箇所に対し、仮補強として、6月11日(6月19日に追加施工)に単管サポートによる閉塞工を行った。その間に、緊急対策であるサンドル(H300)の資材調達を行い、6月24日に上り線側(写真-2)、6月30日に下り線側のサンドルによる補強を完了した。その結果、計測値の収束傾向が確認できたため、本坑接続作業を一時中断し、今後の対応方針の検討を行った。

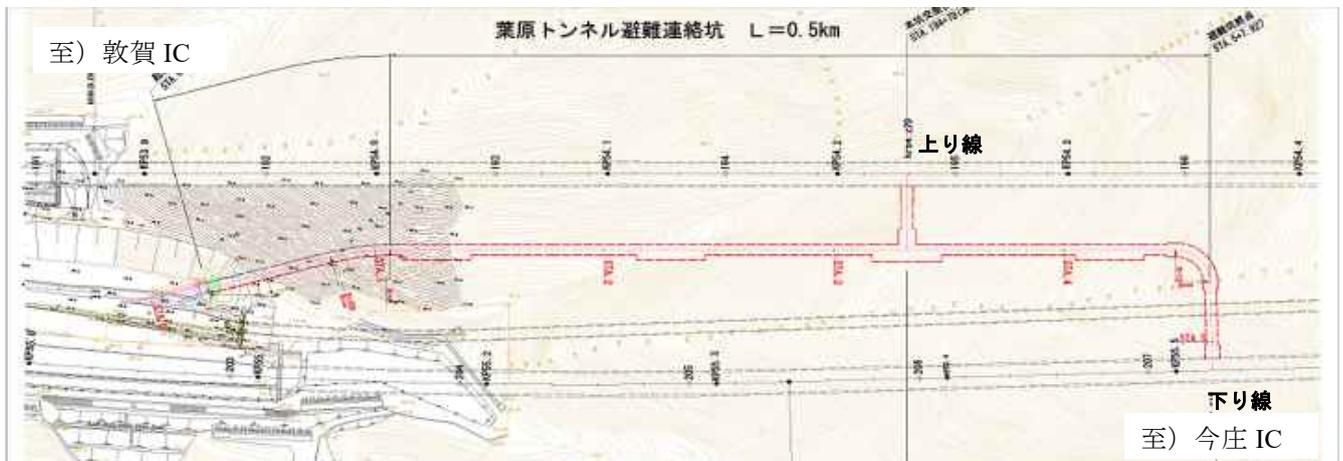


図-1 葉原トンネル避難連絡坑工事 計画平面図

Evacuation adit at the time of service tunnel connection reinforcement construction :
Horikawa Kei(Central Nippon Expressway Company Limited), Suzuki Toshio (Nippon Expressway Research Institute Company Limited), Kaise Shinobu(Central Nippon Expressway Company Limited)



写真-1 上り線 上部取り壊し完了状況



写真-2 サンドルによる補強状況

4. 検討会の実施

迅速な課題解決を図るため、社内の専門家および高速道路総合技術研究所トンネル研究室の支援のもと検討会を開催し、以下の対応方針が示めされた。

- a) 2020年度に実施したトンネル定期点検における覆工の詳細点検の結果と、現在の覆工状況の比較。
- b) 現地覆工に存在するひび割れが、変位を吸収している可能性があるため、現在計測している「内空変位」「覆工応力」「ロックボルト軸力」に加え、「ひび割れ幅」の自動計測の追加。
- c) 本坑および避難連絡坑に対し、補強のための追加ロックボルトの打設。
- d) サンドルを撤去するため、サンドルが担っていた荷重を受け持つ接続部の支保構造の検討。また、検討するにあたり、有限要素法による3次元解析(以下、「3次元FEM解析」という)を用いて、葉原トンネル建設時からの地山応力の変化を捉え、供用トンネルに影響が発生しない施工計画の立案。

5. 検討会での課題対応

検討会で示された対応方針に沿って、下記事項を実施した。

(1) 詳細点検との比較

7月16日から車線規制を行い、避難連絡坑接続部の前後1セントルの区間を対象に、高所作業車を用いた近接目視による点検を行った。その結果、2020年度に実施したトンネル定期点検における覆工の詳細点検の結果と比べ、新たな変状や進展は発見されなかった。計測値の状況と合わせ総合的にトンネル状況を考え、供用線の安全は確保されていると判断した。

(2) ひび割れ幅計測の追加

(1)で実施した近接目視にて確認したひび割れに、自動計測が可能な亀裂変位計を設置した。亀裂変位計の設置ポイントとして、計測結果より想定される変形モードから本坑縦断方向に発生している箇所を設置した。また、ひび割れ密度の定義¹⁾を参考に、開閉の確認が行いやすいと想定される、ひび割れ幅0.2mmの計3箇所(CL、両肩部)に設置し、計測を実施した。

(3) 追加ロックボルトの打設

図-2、3に示すとおり、避難連絡坑についてはL=2.0mのモルタル充填式の一般的なロックボルトを打設していた。しかし、検討会時に葉原トンネル避難連絡坑の形状は5心円の扁平断面であることから、L=2.0mでは地山の挙動を抑えきれていない可能性があるとの意見があった。そのため、避難連絡坑内で打設が可能な最大長さL=4.0mの鋼管膨張型ロックボルトを打設することにより、早期に地山改良効果も発揮できる

と判断し、上り線 7 月 16 日（下り線 11 月 15 日）より施工を開始し、上下線で計 120 本の施工を、上り線 7 月 24 日（下り線 11 月 24 日）に完了した（写真-3）。

本坑においては、避難連絡坑接続前に行った補強のロックボルト打設箇所と千鳥配置になるように追加の打設計画を立案した。千鳥配置に鋼管膨張型ロックボルトを打設することにより、更なる地山改良効果を発揮され、地山で荷重を受け持つことが可能であると判断し、上り線 8 月 30 日（下り線 9 月 27 日）より施工を開始し、上下線で計 237 本の施工を、上り線 9 月 10 日（下り線 10 月 28 日）に完了した（写真-4）。

(4) 本坑接続部のサンドル撤去および隔壁設置

サンドルの撤去に伴い、負担していた荷重を受け持つために隔壁（図-4）の設置を計画した。隔壁の施工はサンドルを撤去しながら荷重分担を慎重に見極めながらの施工となることから、サンドルの撤去と隔壁の設置を並行に行う段階施工を立案した。

また、施工ステップの設定にあたっては、3次元 FEM 解析を実施し²⁾、隔壁の施工前後で、サンドル撤去後の側壁の応力変化がないことの確認を行った。

施工上の注意点として、3次元 FEM 解析より下半掘削時の下端部の形状により、下半足付け部に応力集中が起こる可能性があることが示されたことから慎重に施工する必要がある。加えて、検討会時の対応方針の中で、「接続部は3次的に応力が集中しやすい箇所であることから、ストラットを設置し、閉合効果を発揮させ、供用後の応力変化に対するリスク軽減措置を図る必要がある」との意見があり、その意見を反映させた施工計画を立案し、以下に示す STEP 0～8 の 9 つの施工 STEP を設けて、慎重にサンドルの撤去から隔壁設置までの作業を実施した。

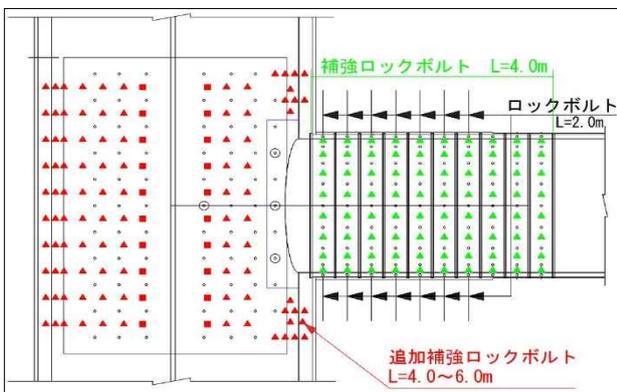


図-2 追加ロックボルト 平面図

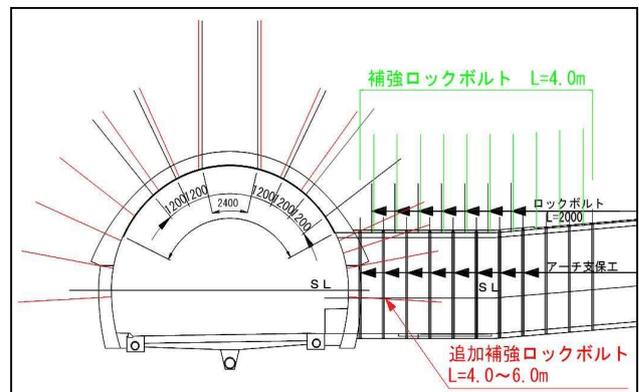


図-3 追加ロックボルト 断面図



写真-3 避難連絡坑 追加補強ロックボルト施工状況



写真-4 供用トンネル 追加補強ロックボルト打設完了

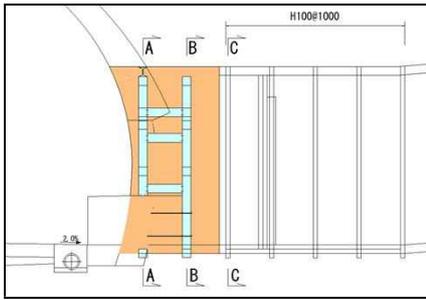


図-4(a) 隔壁 側面図

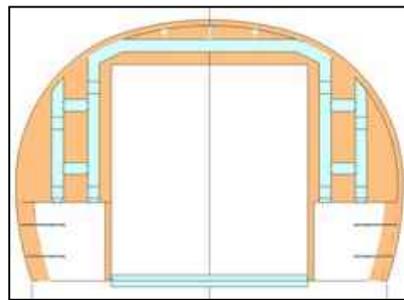


図-4(b) 隔壁 A-A 断面図

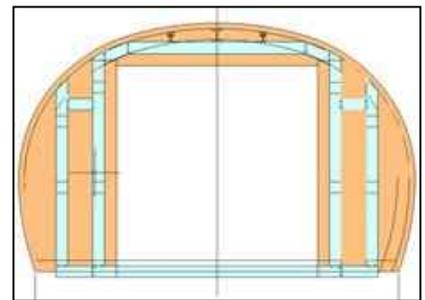


図-4(c) 隔壁 B-B 断面図

STEP 0 補強工事施工準備

まず、施工ステップ毎にサンドル、側壁部 H 形鋼およびスラブ梁に作用している応力の変化を確認するため、ひずみ計を設置した。さらに計測値の変化を敏感に捉える必要があるため、計測値の確認方法を、従来の累計からの変化に加え、補強工実施前を基準値（内空変位を除く）とし、変位速度や増加度の確認も行う計画とした。

施工計画立案時において、施工ステップ毎に想定される変状を想定し、対応方針を決定した。

STEP 1 下半部コア削孔

側壁コンクリートの施工に先立ち、下半部の型枠組立スペースを確保するため、振動の少ないコア削孔にて縁切りし、コンクリート塊はバックホウにより撤去を行った。異常時の対応として、コア部のモルタル打設等の対応準備をした。

また、3次元 FEM 解析結果から得られた注意事項を考慮し、現地応力状態を極力変化させず、応力の集中が発生しない方法として、下半の両サイド部は撤去しないこととした。下半部の撤去範囲は、工作車が進入できる最低限の幅（ $W=3.4\text{m}$ ）とした。

STEP 2 側壁部 H 形鋼の設置

3次元 FEM 解析の結果より、主応力が最も発生すると予想される側壁部の位置に、H 形鋼（H200）を 2 列建込みを行った。H 形鋼の設置位置は、本坑接続時に切断した鋼アーチ支保工と、側壁部の H 形鋼を連結させ、隔壁に作用する応力を伝達して分担可能な構造とした。また、下半の両サイド部に発生するせん断応力に抵抗するため、2 列配置とした。

STEP 3 サンドルの両サイド撤去

側壁コンクリート打設に必要な型枠を設置するため、3 列設置しているサンドルのうち、両サイド 2 列を撤去した。両サイド撤去後、単管サポートを設置し、変状を抑制した。施工上最も懸念される事項として、サンドルを撤去する際に最も変状が発生することが予想されるため、撤去開始前の計測値を確認し、サンドルの両サイドの 1 段目の撤去が終了した段階で 30 分程度の間隔で、計測値の確認を行う手法をとった。これは急激な変状発生時において、サンドルの復旧を迅速に行うためである。

STEP 4 側壁コンクリート打設および閉合作業

より堅固な閉合構造とするため、ストラットを側壁部 H 形鋼と連結し、側壁コンクリートを打設した。打設は、側壁コンクリートを 2 リフトに分けて行った。これは、側壁高さが約 4.0m あることから、一度に打設した場合、側圧や偏圧等により変位が発生する可能性が考えられたためである。

また、想定外の変状が生じた場合、コンクリートにひび割れが発生する可能性が想定されることから、繊維補強による対応とするために、コンクリートの種別を覆工コンクリートと同様の設計強度 24N/mm^2 と設定した。

STEP 5 サンドル撤去およびスラブ梁の設置

STEP 3 において残置していたサンドルの全撤去を行った。サンドル撤去においては、撤去に合わせ迅速

にスラブ梁を設置し、側壁と一体化させる施工を行った。ここでも、STEP 2 での施工と同様に、スラブ部においても本坑の鋼アーチ支保工と連結させた。

STEP 6 スラブコンクリート打設

ポンプ車を用いて、コンクリート打設を行った。

現場空中養生による養生となったが、脱型する時期が早い場合、ひび割れの発生が懸念されたことから、 $14\text{N}/\text{mm}^2$ の強度発現を確認した後、支保工解体および脱枠を行った。

STEP 7 下半部コア抜きおよび撤去

下半中央部の撤去においても、振動の少ないコア削孔にて縁切りし、バックホウで引き抜き撤去を行った。異常時の対応として、サンドルおよび単管サポートを事前準備し、作業を実施した。

STEP 8 避難連絡坑部の追加支保工の設置

避難連絡坑接続時に本坑計測値の増加が見られ、変形モードを確認すると、避難連絡坑側へ変位していることから、内空側に補強鋼アーチ支保工（H-100）を設置し、覆工コンクリートの打設を行った。

以上が、検討会および3次元FEM解析の結果を踏まえ立案し、実際に施工したSTEPである。施工状況を写真-5に示す。

補強工事は、上り線2022年1月31日（下り線1月17日）から開始し、上り線2月24日（下り線2月15日）にサンドルの撤去が完了し、上り線5月18日（下り線4月28日）に施工が完了した。

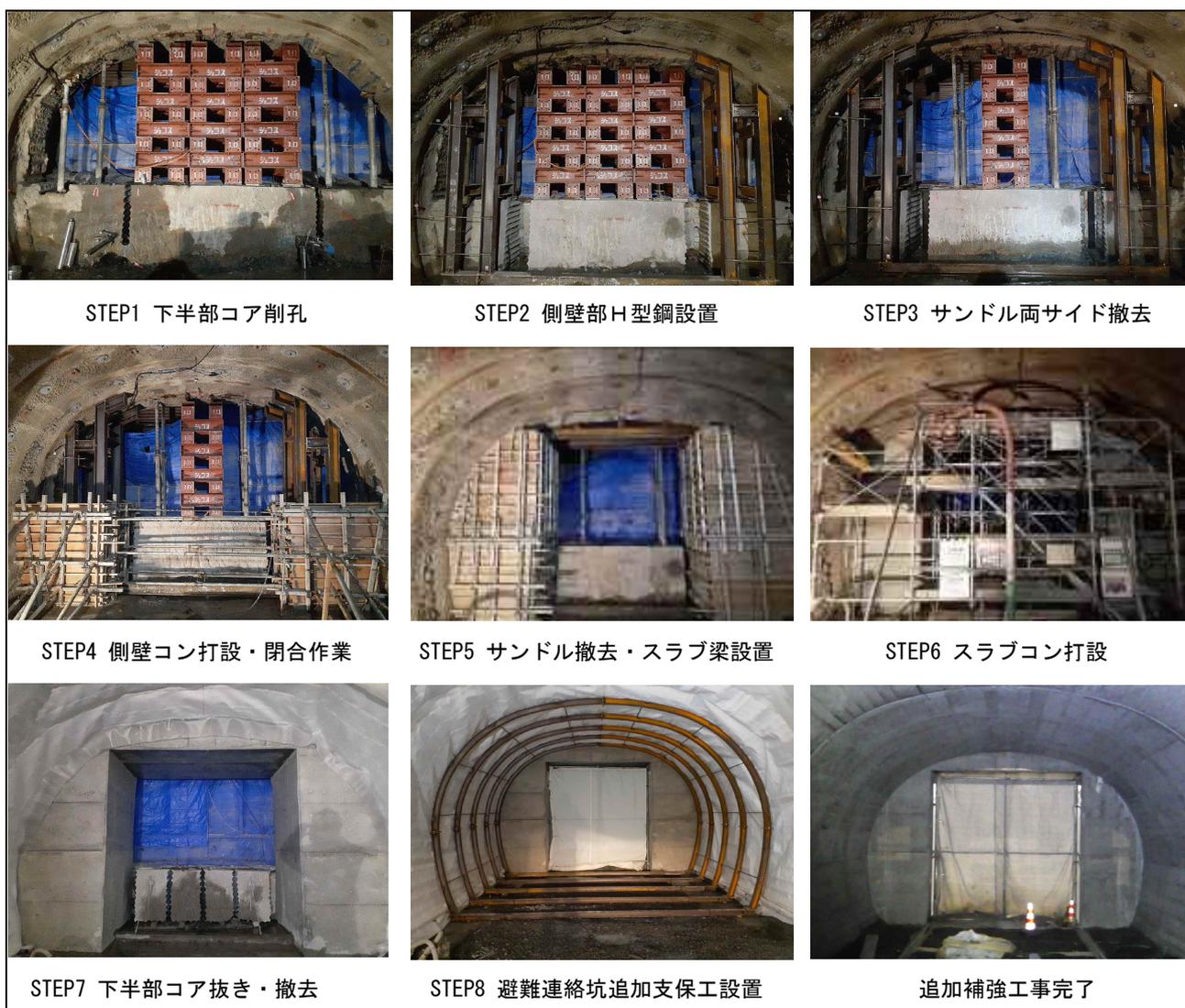


写真-5 STEP ごとの施工状況

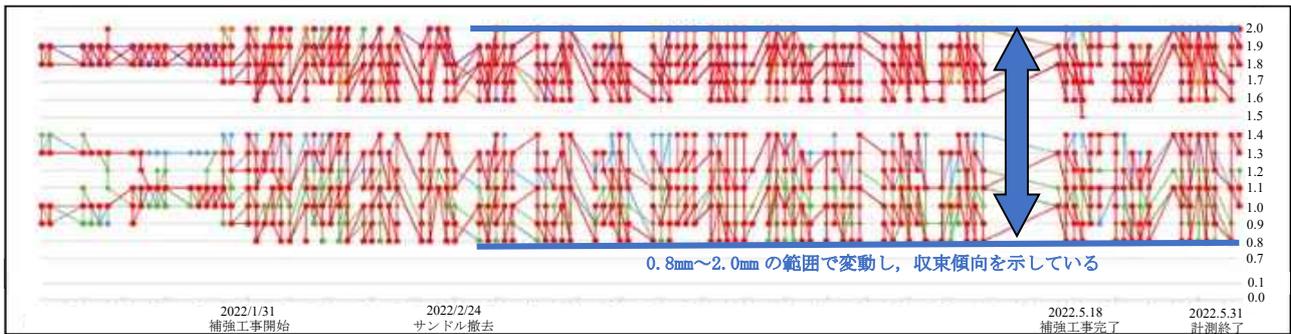


図-5 供用トンネル上り線 内空変位測定

6. まとめと今後の課題

今後の避難連絡坑の供用トンネルへの接続工事にあたって、今回の工事で得られた施工上の知見および課題を以下に示す。

(1) FEM 解析の実施による補強工の検討

施工精度を上げるために類似設計は用いず、各現場で FEM 解析等の数値解析の実施および現地状況や建設時の記録から対策工を検討することが望ましい。

(2) 接続部の避難連絡坑断面

拡幅扁平断面による接続は、変状発生に大きく影響すると考えられるため、接続する断面は矢板工法の構造特性を考慮し、断面形状、寸法を検討する。また、インバート設置による閉合効果を発揮させる。

(3) 管理基準値の設定および計測方法

供用トンネルへの避難連絡坑接続は、過去の施工事例は少ないため、管理基準値が確立されておらず、近接施工等の基準を準用している場合が多い。しかし、近接施工時とは条件が大きく異なることから、想定される変形モードから、詳細な検討を行う必要がある。

また、各計測においては、覆工応力計による計測は、温度変化やロックボルト等の打設による振動の影響から計測値の増加・収束を繰り返し、適切な判断が難しいという課題があった。

以上より、供用トンネルへの避難連絡坑接続時の管理基準値は、工事管理上問題となる覆工の変形を直接把握できる内空変位測定での管理を原則とし、施工時のトンネル状況を総合的に判断するために、ひび割れ幅測定や他の計測値を参考にすることが望ましいと考える。

7. おわりに

本追加補強工事により、計測値は収束状態（図-5）となり計測作業を終了し、接続箇所の供用線の監視員通路の取壊し等を行って本工事は完了した。

今後、高速道路はⅡ期線施工に伴い避難連絡坑工事が行われることが多くなることから、その際には、本事例を参考にいただければ幸甚である。

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社：設計要領 第三集トンネル保全編(2)トンネル本体工, pp.2-16, 令和2年7月。
- 2) 海瀬忍, 鈴木俊雄, 堀川敬：トンネル避難連絡坑の本坑接続における3次元 FEM 解析の実施, 令和4年度 土木学会中部支部研究発表会, III-01.

震災復旧に適用された地盤改良工法による地盤および環境リスクへの対応事例

小野田ケミコ株式会社 正会員 ○近藤 佳宏
 小野田ケミコ株式会社 正会員 近藤 省一
 小野田ケミコ株式会社 西尾 経
 小野田ケミコ株式会社 保坂 仁哉

1. はじめに

2024年1月1日16時10分に石川県能登地方においてM7.6の地震が発生し、断層変位による津波やライフラインの寸断等の被害は甚大さを増し、その復旧が急がれている。国内で過去に発生した地震においては沿岸部の広範囲で建造物の倒壊、液状化、土砂崩壊や津波による被害がもたらされている。被害は広範な地域に及び、直接、市民生活を脅かすばかりでなく生産・経済活動に多大な影響を与える。さらに河川堤防や海域岸壁が被災すると、洪水や高潮・越波などに伴う浸水のような二次的な災害に曝されることになり、このため、速やかな復旧工事が必要である。このような場合において岸壁、河川堤防等のインフラ復旧では、津波被害、岸壁変状、堤体変状や地盤変形等により地盤が改変されるリスクに遭遇する機会が多い¹⁾。

固結工法である地盤改良技術は地盤強化の適応性や施工の迅速さ、所要設計性能の許容等にリスクが比較的少ないことが特徴であり、復旧、復興に際して有用な施工技術である。しかしながら、被災構築物が立地する地盤そのものの性状において、液状化等の発生により大きく改変され、また地盤の脆弱さや近隣建造物への影響等がある場合、一般的な既存工法が復旧工事に大きな制約を受けることも考えられる。このような地盤リスクや施工環境に際し、過去に発生した震災において、被災岸壁や河川堤防等の復旧のための地盤改良施工で、軽量小型な施工機械の特徴を生かした高圧噴射攪拌工法による2例の適用事例を報告する。

2. 被災地盤のリスクと地盤改良工法の適用

2.1 地盤改良工法と地盤・施工環境リスク

河川堤防や護岸の多くは軟弱な沖積地盤上に設けられ、原地盤上に捨石層を設けて建造物の安定化を図っていることも少なくはない。また地震、豪雨等の自然災害の被災により地盤変状が生じた場合には安定化が損なわれることが多くの例で見られる。液状化等により生活道路が被災した場合には、応急措置により身近にある分別されない土石砂等で埋め戻され、生活環境の保全維持が優先されることが喫緊の対策となる。しかし、その後の地盤改良による安定化対策が計画された際に、多くの場合、自然地盤を対象に位置付けられている地盤改良工法の適用において、地盤や施工環境リスクへの適合は予測しにくい。その結果、大型施工機の適用に際してはトラフィカビリティ確保が困難となる場合や、特殊な施工設備の導入が避けられないこと、また近接建造物に対する影響を回避しなければならない場合がしばしば経験されることである。

図-1は地盤改良工法における固結工法の分類を示す。深層混合処理工法では機械攪拌工法と高圧噴射工法に大別される。機械攪拌工法の攪拌機能では板状翼方式と複合相対翼方式に分類される。また高圧噴射攪拌工法では単相式の単管方式および圧縮空気を併用する複相式の多重管方式に分類される。各工法の適用性は、通常地盤の一様性を条件として、砂質土や粘性土



図-1 地盤改良工法における固結工法の分類

Examples of responses to ground and environmental risks using ground improvement methods applied to earthquake disaster recovery : Yoshihiro Kondo, Syoichi Kondo, Wataru Nishio, Jinya Hosaka(Onoda Chemico Co.,Ltd),

等の土質による区分や N 値によって規定されることを基本としている。しかしながら、自然災害による被災地盤は、前述した地盤改変や応急的に保全した場合には自然地盤と大きく異なる土層が想定される。

表-1 は自然災害等で被災した地盤リスクや施工環境リスクと適用工法の適合性を整理したものである。地盤リスクでは、礫、転石類の混在地盤や地

中障害物層が予想される。これらは自然地盤でも土質柱状図上に表記される粒径数 cm の礫質土でも予測し得ない粒径の巨礫、転石類が介在する地盤や、過去の災害等により応急的な修復による碎石、玉石類の人工的な混在物に遭遇する場合など変則性に富む地盤は少なくない²⁾。また施工環境リスクでは、広域から狭隘域なエリア、河川堤防や岸壁等の受働側での水面下への対処、さらには不安定な地盤リスク等が概念的に想定され、これらのリスクに対応した地盤改良工法が選定される。

2.2 地盤改良工法による地盤・環境リスク等の対処方法

2000年10月に発生した鳥取県西部地震において最大震度6強を記録し、液状化により捨石護岸が損壊した事例で、その際に遊歩道や護岸は大きく変形し、捨石層は地中深くまで埋没した。図-2は被災前の捨石護岸部の断面図を示す。周辺は病院、保養所等の平穏な公共的な環境や、護岸幅の狭隘域、海水面の干満潮、また地盤のさらなる沈下予想等の環境・地盤リスクがあった。写真-1は被災した捨石護岸部の状況と地盤改良状況である¹⁾。このようなリスクに対して地盤改良が計画された際には、小型施工機による単相式高圧噴射攪拌工法の適用が考えられる。さらに約3m厚の捨石層への対応のために、先端モニタ部にダウンザホールハンマを一体化された特殊な施工機器の使用事例でもある¹⁾。

また広域範囲の対応を想定した場合には、施工処理能力の高い機械攪拌工法が適用される。近年では土地の高度化利用等の需要から、一般的な施工環境でも地中物障害に遭遇するケースが多い。写真-2は通常地盤で地中障害物が介在する場合の複合相対攪拌方式のエポコラム工法に代表される施工事例である²⁾。写真-2例-1)および例-3)は表層に $\phi 300\text{mm}$ 大の玉石・礫類やコンクリート塊の土石砂等が混在する埋土地盤の模式図と、巨礫地盤の実施工写真である。写真-2例-2)には杭径 $\phi 300\text{mm}$ の残置された建築用基礎杭3本の破碎・同時攪拌施工の実際施工の場面である。攪拌翼径は $\phi 1.5\text{m}\sim 2.5\text{m}$ の大径化施工が可能である。このような地中障害地盤リスクは被災地でも地盤変状や応急的に修復した地盤では同類の地盤環境が想定され、地中物障害リスクに対する工法選定は重要な要素となる。こうした施工環境下で各種の地盤の変則性リスクを回避しつつ、設計に合致した基礎を堅実に実現する地盤改良工法が今後、注目される。

表-1 想定される地盤・施工環境リスクと対応工法

	工法種別	機械攪拌工法		高圧噴射攪拌工法	
		翼式	複合相対式	単相式	複相式
地盤リスク	玉石、礫、人工物混在	—	○	—	—
	地中障害物層	—	○	△	△
施工環境リスク	広域エリア	○	○	△	△
	狭隘域エリア	—	—	○	○
	水面下施工	○	○	○	—
	機械接地圧	—	—	○	○

*) ○: 対応可, △: 可能, —: 要検討

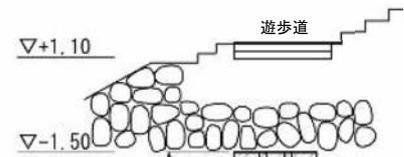


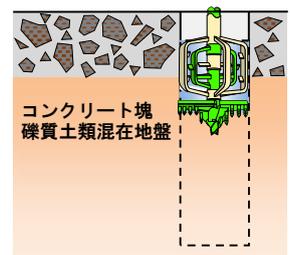
図-2 護岸部の捨石層状況 (被災前断面図)



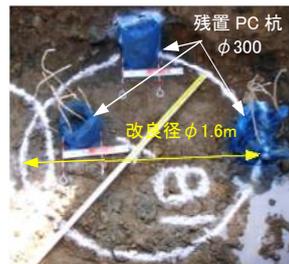
写真-1 被災した護岸部捨石層状況と軽量小型単相式高圧噴射工法の適用



複合相対型攪拌工法の外観



例-1)コンクリート塊・礫混入地盤の模式図



例-2) 残置基礎杭の破碎・同時攪拌事例(φ 300 杭径)



例-3) 玉石礫質土改良事例 (φ 300mm 大以下)

写真-2 地中物障害を想定した複合相対攪拌工法の適用

3. 地震被災地盤の復旧適用事例

過去に発生した地震により、被災した海域に面した既設岸壁、護岸の地盤改良工法による復旧工事事例として、被災した漁港に岸壁を新設する計画に際し、残置された捨石層への対応、また河川護岸の堤体部で液状化によるクラック等の変状が生じたための対策事例である。2 事例のいずれも地盤や施工環境リスクの課題に対し、軽量小型施工機の高圧噴射攪拌工法が適用されたものである。

3.1 捨石層下の岸壁補強対策とした地盤改良震災復興事例³⁾

3.1.1 震災被害状況と地盤リスク

2011年3月に発生した東日本大震災では、沿岸部の広範囲で構造物の倒壊、液状化、地盤沈下や津波による甚大な被害をもたらした。被災した女川漁港鷺神浜地域は漁業を中心とした基幹産業を営んでいたが、公共インフラ等に壊滅的な被害を受け、漁港施設の機能停止が続いた。このような背景において、漁港機能の回復と地域経済の活性化に向けて、岸壁整備の速やかな復旧工事に際して基礎部の地盤改良が計画された。しかしながら、本地区の被災岸壁の構造は軟弱な沖積地盤上に設けられた既存の栈橋式岸壁形式で、原地盤上に捨石層を敷設し構造物の安定化が図られていた。その結果、残存する捨石層が地中障害となり、既存の機械攪拌工法の適用では制約を受けるという地盤リスクが伴った。

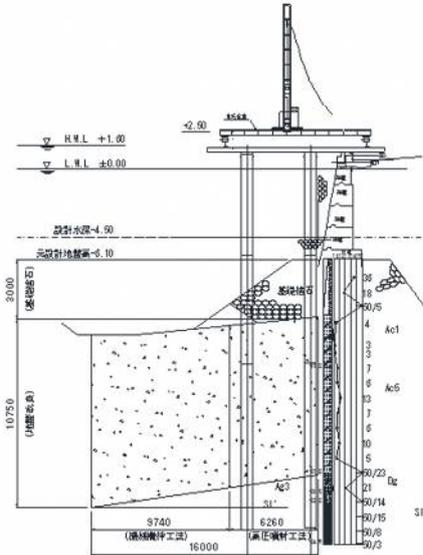


図-3 標準断面図および土質柱状図

3.1.2 地盤改良計画と高圧噴射攪拌工法の選定

岸壁の復旧は、直立消波ブロック形式で支持力増強と地震時のすべり破壊防止および受働土圧増加を目的として地盤改良が計画された。改良対象範囲は被災した岸壁延長350m、旧岸壁から横断方向に幅16mである。図-3は地盤改良の標準的な断面図である。地盤改良工法を選定するうえでの制約条件として、陸側横断方向に改良対象層上部に捨石層が約3m厚で残置され、除去が困難なことが指摘された。また臨港道路や水産関連施設が近接し、施工空間が狭隘なことも課題となった。これらの制約条件を検討した結果、陸側の基礎捨石層が残置されている横断幅B=6.26mの範囲については、軽量小型施工機の単相式の高圧噴射攪拌工法（以下、SMM-DyType1と称す）が選定された。さらに改良範囲の残置捨石層に対する削孔技術として、小口径型ダウンザホールハンマを併用した一体型工法（以下、SMM-DyType1-DHと称す）を適用した。なお、基礎捨石層の残置のない横断幅B=9.74mの範囲は、海上施工型の機械攪拌工法が適用されている。

3.1.3 SMM-DyType1-DH工法の概要

本工法は、単相式のロッド先端モニタから水平方向に固化材スラリーを圧力 $p=40\text{MPa}$ 、 $q=1500/\text{分}$ の超高压ジェット噴流によって定速回転・引上げしながら、地盤中に所定の改良体を造成する。改良径仕様は土質条件に応じ、砂質土の場合は $N \leq 25$ で $\phi 0.9 \sim 1.2\text{m}$ 、また粘性土では $c_u \leq 70\text{kN/m}^2$ で $\phi 0.6 \sim 1.3\text{m}$ である。

地中内に捨石や玉石層等の岩質の地中障害物が残置する際には、一般的には除去、または先行削孔が計画される。しかしながら、除去は既設岸壁に及ぼす影響が大きく、また震災現場では通常、土石類の除去物の搬出・処理の困難さがある。また先行削孔では工程遅延等の課題が残る。本計画では、捨石等の障害層を打撃破碎が可能なダウンザホールハンマによる打撃削孔技術を一体化したSMM-DyType1-DH工法が適用された。施工方法は、捨石層

表-2 SMM-DyType1-DH工法の施工諸元

区分	適用	本数	削孔長 L(m)	改良長 Lc(m)	改良率 ap(%)
A	-6m岸壁	455	17.4	4.16	85
B	-4.5m岸壁	1115	22.1	4.32	
C	-6m岸壁	748	20.4	7.36	

部と対象地盤の所定深度までの削孔工程および超高压噴射攪拌による改良体までの一連の造成工程が1工程で可能なハイブリッド化されたものである。

3.1.4 土質概要と SMM-DyType1-DH 改良体の配置

前述の図-3は地盤改良対象土の標準的な断面図と土質柱状図である。地盤条件は $N=3\sim 13$ の礫混じりシルト層で、粘着力 $c_u=35\text{kN/m}^2$ である。陸側から約 6m の幅には基礎捨石層が最大約 3m 厚で残置され、海側に向かい徐々に傾斜している。表-2は SMM-DyType1-DH 工法の施工諸元である。被災した岸壁の復旧延長 350m に対し、A~C 工区の3区分に分かれ、施工総本数は 2318 本、改良長は $L_c=4.2\sim 7.4\text{m}$ である。施工時の水深は、平均 5.1m の海水中施工である。本工法の改良体の配置は、 $N=13$ を基準に改良径 $\phi 1.1\text{m}$ に設定し、横断方向に 0.2m のラップ配置と縦断方向には接円のブロック式配置とし、改良率は $ap=85\%$ である。

3.1.5 ダウンザホールハンマー体型特殊モニタの打撃削孔機能

通常では捨石等の障害層がある場合の施工方法は、削孔用機械としてロータリー式ボーリングマシンにて障害層をケーシングによって先行削孔後に孔内崩壊防止として塩ビ管等を建て込む。次いで改良用専用マシンに入れ替えて、塩ビ管内にロッドを挿入し直した後に地盤改良工程とする2工程施工である。しかし、この方法では施工効率の低下や経済性の面から課題が指摘される。

図-4は本工法の施工手順図である。一体型装置の機能は、コンプレッサで圧縮空気を先端モニタの下端部に装着した小口径型ダウンザホールハンマに内蔵するシリンダへ供給し、ピストンを上下に往復駆動させる。不規則に分布する捨石は打撃破碎され、破砕物をエアブローにより地上に吹上げさせる。本機器の特徴はどのような岩質層にも打撃削孔が可能で、土中での打撃となるため低騒音である。また掘進速度が速いために岩層部の削孔時間が大幅に短縮される。削孔工程では回転を加えながらの打撃削孔のため、孔曲りが少なく長深度においても施工精度が保たれやすい。

3.1.6 地盤障害物・施工環境リスクへの対応

写真-3は SMM-DyType1-DH 施工の状況である。写真-4は被災を受けた既設棧橋部に簡易的なコンクリートブロック積を仮設基材とし、上部にレール用の H 鋼材を敷設し、スライドベース上に軽量小型の施工機を搭載した施工区例である。仮設地盤の不陸等のリスクに対し、簡易的な仮設資材での対処例でもある。また本工事では施工水深が平均 5.1m であり、施工時の水質環境に配慮する必要がある。本方式では圧縮空気の供給によるダウンザホールハンマの駆動は、捨石層のみの打撃破碎であり、岩質層を貫通した後は、圧縮空気を停止できる。続いて軟弱地盤層は通常のロータリー式回転で削孔工程であり、水中内の土粒子拡散は極力抑制される。また本工法では、改良施工時にはエアを併用しない単相式の高圧噴射攪拌工法であるため、排泥排出はなく、固化材スラリー混合物の水中への拡散はないなど環境リスクに配慮されている。

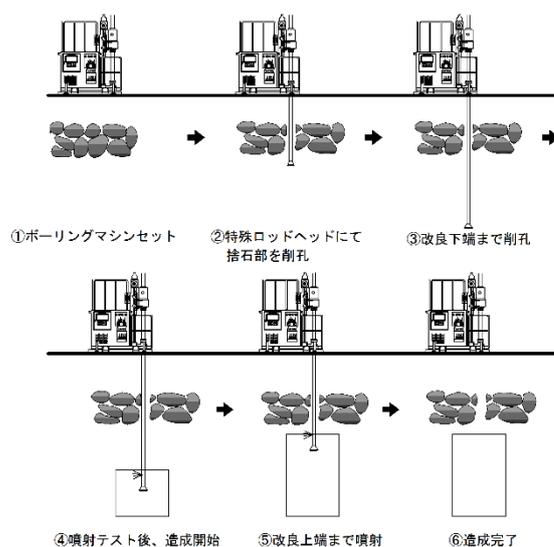


図-4 SMM-DyType1-DH 工法の施工方法³⁾



写真-3 岸壁補強施工状況



写真-4 簡易的なブロック積仮設状況

3.2 液状化した河川堤防の復旧工事事例¹⁾

3.2.1 刈谷田川河川堤防の地盤変状と対策

2004年10月23日、直下型地震の新潟県中越地震が発生した。同県中越地方は、同年7月にも『7.13新潟豪雨災害』に見舞われており、その3ヶ月後にマグニチュードM6.8の地震が発生した。現長岡市では、最大加速度約2,500gal、最大震度7の強い揺れを示し、県内の広範な地域で震度5弱以上の揺れが観測された。

刈谷田川の河川堤防は、同年7月の新潟豪雨災害によって脆弱化している。写真-5の堤防のり面には側方流動によると考えられる段差が発生し、川裏に近接する家屋にも傾きも見られる。さらにのり先付近では噴砂現象が確認され、これが原因となって電柱を支える地盤が水平に大きく変位しているのが認められる。刈谷田川は、かつて荒れ川として知られ蛇行河川であり、地表部には緩い埋土や砂質土層が分布している。



写真-5 河川堤防のり面の側方流動

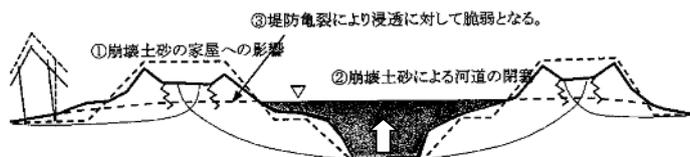


図-5 被災堤防の被害模式図

このような状況により、液状化によって基礎地盤の変状が生じたものと考えられ、堤防本体が液状化により損傷した箇所は合計4箇所、総延長841mに上った。

3.2.2 復旧工法の検討と地盤改良工法の選定

新潟県中越地方は日本有数の豪雪地帯で、この年の冬の積雪は19年ぶりといわれる豪雪となった。このため、復旧工事の計画においては、春先の融雪出水により甚大な二次被害の発生が懸念された。図-5は堤防被災区間における典型的な横断形状を模式的に示す。基礎地盤の液状化が引き金となって側方流動が発生し、堤防の縦断方向にはクラック、形状は凹状に変形してその高さを著しく低減させている。

復旧工事に際し、改良対象は液状化した砂質土層まで深度は約9mである。左岸右岸の施工スペースが狭く、被災堤防は脆弱化し、大型機械の使用は困難であることから、軽量小型な施工方法が必要とされた。また隣接の家屋への環境を阻害しないように低変位で低振動・低騒音の工法であること等が制約条件となった。

地盤改良工法の選定では、早急な堤体機能の回復を図るために施工条件および経済性等を考慮し、被災家屋の傾きや堤体の水平変位を極力抑制し、施工機の威圧感が少ない低環境負荷型の低変位高圧噴射攪拌工法（以下、LDis-DyType0工法と称する）が選定された。なお、被災家屋が近接しない川裏の区域では、中層混合処理工法が用いられた。

3.2.3 低環境負荷型低変位高圧噴射攪拌工法による対策施工

LDis-DyType0工法は、ロッド先端に特殊な機械排土型噴射モニタを装着し、機械攪拌と高圧噴射攪拌を併用したボーリングマシン型の複合混合攪拌工法である。機械排土型噴射モニタの先端ノズルから水平方向に固化材スラリーを圧力 $p=30\sim 40\text{MPa}$ の超高压噴流を吐出し、回転引上げ施工により、地表部へ土砂を排土しながら地盤変位の抑制と同時に、改良径 $\phi 1.0\sim 1.6\text{m}$ の円柱状の改良体を造成する低環境負荷型の地盤改良工法である。図-6は本工法の概要と排土原理である。改良時に原土を機械排土型噴射モニタの押し上げ作用により地表に排土させることで、地盤内の注入液量と排土量との体積収支がバランスし、地盤変位の発生を最小限に抑制することになる。

3.2.4 改良杭配置および施工環境リスク

図-7は川裏側にLDis-DyType0工法による改良域と、川表側に中層混合処理工法による改良域の改良配置

図である。改良形式は、経済性に配慮し、河川堤防の耐震対策の実績が多い格子状改良とした。改良深度は格子状内の液状化層を拘束させるために、平均 6.5m で非液状化層に確実に根入れさせる設計とした。改良体の配置は、砂質土 $N \leq 10$ の地盤構成で改良径 ϕ 1.4m とし、幅 7m を格子状に改良率約 $ap=75\%$ で配置された。

写真-6 は家屋に近接した施工状況である。改良杭に接して設置された仮設矢板頭部の変位観測の結果、地盤変位は数 mm と微小であった。施工マシンは、スライドベースに搭載され、H 鋼型レール上を走行でき機動性が高い。またロッド継ぎ作業では、マシン本体に吊り機能を装備されて補助クレーンは不要であり、狭隘域でかつ脆弱な地盤条件に対して効率的な施工が図れた。

4. まとめ

地震動による地盤被災では、甚大な被害をもたらす。過去に発生した被災において、構造物の倒壊、液状化、地盤沈下や津波による甚大な被害を広範囲にわたり受けている。河川堤防や海域護岸が被災した場合に洪水や高潮・越波などに伴う二次的な災害に見舞われるリスクもあり、速やかな復旧、復興工事が望まれる。

本編では、過去に液状化等により地震被害を受けた海域岸壁、河川護岸の堤体の早期復旧・復興対策として、地盤改良技術が適用された事例を示した。このような自然災害に対する復旧作業は、地域の安全と生活の維持に向けて重要な役割を果たすことになる⁴⁾。ことに被災地盤や市民生活を維持しながらの環境リスクに呼応する方策として、小型施工機の適用について示した。地盤改良による固結工法の特徴は、高い信頼性、地盤強化の適応性や施工の迅速さ、所要設計性能の許容等にリスクが比較的少ないことである。地盤改良技術は復旧、復興に際して、広域から狭隘域、被災地盤で想定される地中障害混在地盤への対応や近接の既設構造物への対応等、幅広い適用性を持つなど有用な施工技術である。

参考文献

- 1) 西尾経・田中信哉・松岡大介・今井治憲・齋藤邦夫 (2012) : 高圧噴射攪拌工法における河川堤防、護岸の震災復旧施工事例, 第 10 回技術報告会, 北海道土木技術会, pp.21-28.
- 2) 戸上仁・柳伸司・平澤高史・西尾経・高倉功樹 (2023) : 転石・巨礫類の混在地盤に対応した複合相対攪拌地盤改良とその事例, 第 32 回調査・設計・施工技術報告会, 地盤工学会中部支部, pp.53-58.
- 3) 武田裕樹・保坂仁哉 (2019) : 高圧噴射攪拌工法による捨石層下の岸壁補強対策地盤改良震災復興事例, 第 16 回地盤工学会関東支部発表会, 地盤工学会関東支部, pp.162-163.
- 4) 国土交通省 (2004) : 新潟県中越地震による被害・復旧状況, 水害レポート 2004, 平成 16 年度版.

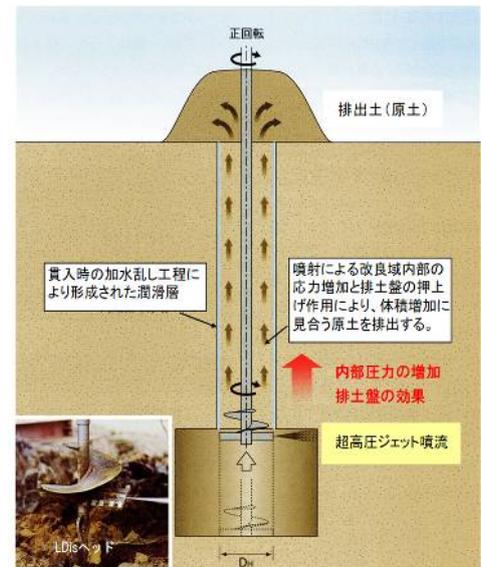


図-6 LDis 系工法の概要と排土原理¹⁾

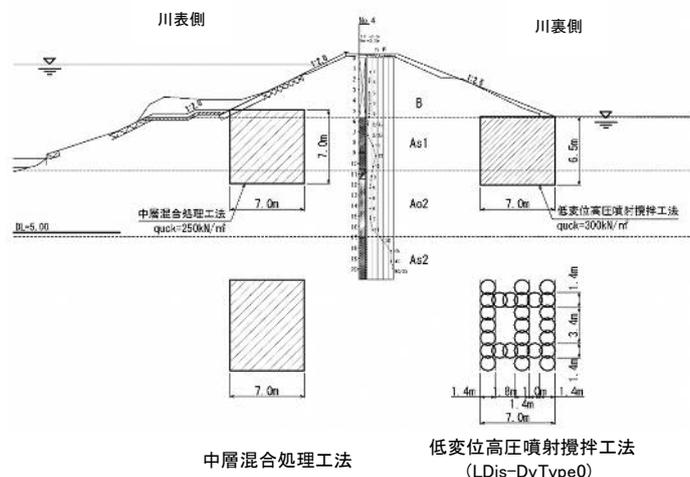


図-7 刈谷田川堤体部地盤改良配置図



写真-6 LDis-DyType0 施工状況 (冬季施工)

四日市港における低置換海上 SCP 施工時の盛上り計測事例と考察

五洋建設株式会社 大西 崇記
五洋建設株式会社 丸岡 弘晃
株式会社不動テトラ 正会員 木下 洋樹
株式会社不動テトラ 正会員 ○深瀬 直人

1. はじめに

海上 SCP 工法では、材料砂の圧入に伴い海底地盤の盛上りが発生することから、盛上り土量および形状を予測しつつ計画検討を行う。盛上り予測に用いられる砂投入量に対する盛上り土量の比率である盛上り率 μ の推定式はこれまでに様々提案されており^{1)~3)}、打設方向に応じた盛上り形状予測手法も過去の事例を基に提案されている。しかしながら、実施工段階では、予測以上に大きな盛上りが生じ、施工時の喫水確保などが課題となる事例が挙げられる。本論文では、四日市港で施工された海上 SCP による低置換改良で予測以上に大きな盛上りが生じた結果に対し、盛上り土量および盛上り形状について予測と実測とを比較・検証した。

2. 工事概要

図-1 および図-2 に当該工事の平面図および断面図を示す。当該工事は、埋立護岸の沈下・安定対策を目的とし、改良長 22m~25m 程度の海上 SCP による低置換改良 ($a_s=31.2\%$) を施工するものである。施工範囲の大半が発生した盛上り土内をさらに改良する盛上り有効利用断面である。改良対象地盤は N 値 2 未満の軟弱粘性土である。

また、平均水深 6m 程度と浅海域での施工であったため、事前の計画段階で盛上りの影響を考慮した打設順序を計画し、材料砂は水深の確保できるエリアにてガット船から砂貯蔵船に瀨取りを行う方式を採用した。

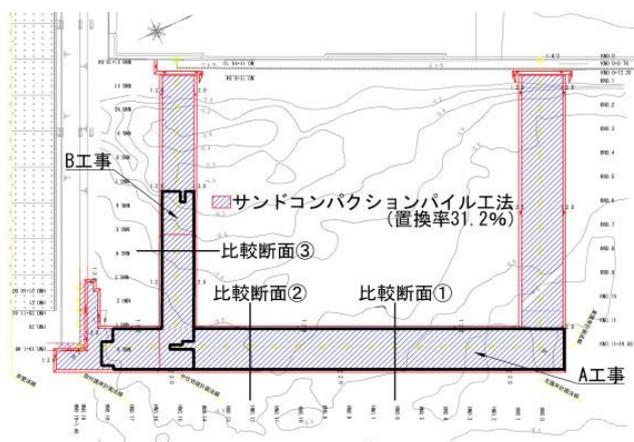


図-1 地盤改良工平面図

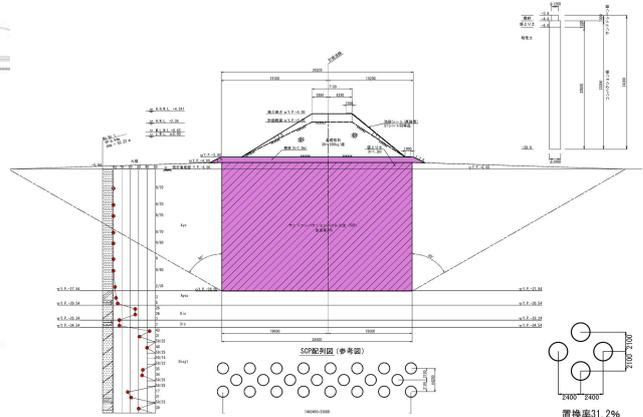


図-2 代表横断面図 (比較断面①と②に該当)

3. 盛上りの予測と実測の比較

盛上り予測では、盛上り土量を推定し、盛上り形状の予測を行う。盛上り土量の推定では、砂投入量に対する盛上り土量の比率である盛上り率 μ を用いる。海上 SCP 改良時の盛上り率 μ の推定式として、昨今は一般的に $\phi 2000\text{mm}$ の施工実績を基にした平尾らによる提案式が用いられている (以降、推定式と記述)³⁾。

$$\mu = V / V_s = 0.718a_s + 2.117 / L + 0.056 \quad (1)$$

ここに、 V : 盛上り土量, V_s : 設計投入砂量, L : 砂杭長, a_s : 置換率

Measurement study and consideration of seafloor uplift by low improvement ratio of marine sand compaction pile at Yokkaichi Port: OHNISHI Takanori (Penta-Ocean Construction Co.,Ltd), MARUOKA Hiroaki (ditto), KINOSHITA Hiroki (Fudo Tetra Co.,Ltd), FUKASE Naoto (ditto)

当該事業における計画も上記の盛り率の推定式を用いて盛り土量を推定し、形状が予測されている。

計画段階の盛り形状と深淺測量による実測の盛り形状の比較断面を表-1 に示す。比較断面には縦断延長が十分に長く、隣接工区改良の影響を受けていないと考えられる3断面を選定した。いずれの断面においても、実測盛り高さは計画段階の2.5倍程度となり、大きく乖離していることが確認された。また、実測の盛り土量に対して施工時の投入砂量から算定した盛り率 μ は推定値の2倍程度となった。

図-3に推定式における推定 μ と実測 μ の関係に当該地区での実測値を追加したグラフを示す。推定式の基となった低置換改良のプロットが少ないながらも、当該地区では盛り率 μ は実績より大きい傾向となった。

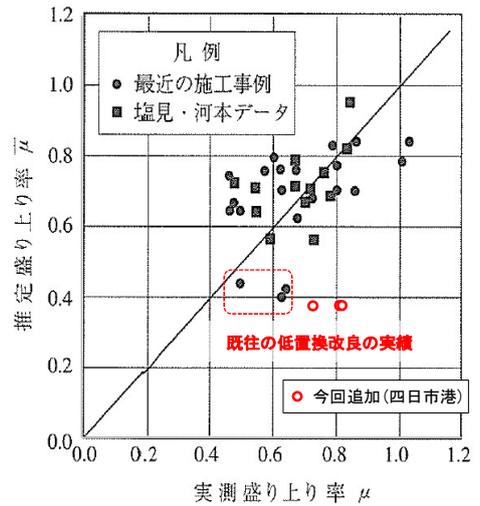


図-3 推定式における実測盛り率と推定盛り率の関係
(文献⁵⁾に加筆)

表-1 推定と実測の盛りの比較

断面	施工条件		比較断面	原地盤の盛り率 μ	
				推定	実測
① HNo.6 A 工事	打設方向	横断 2 方向 打ち分け		0.376	0.815
	置換率	0.312			
	改良長	22.0			
	改良幅	36.0			
② HNo.2 A 工事	打設方向	横断 2 方向 打ち分け		0.376	0.824
	置換率	0.312			
	改良長	22.0			
	改良幅	36.0			
③ NNo.4 B 工事	打設方向	縦断 押しつけ		0.375	0.732
	置換率	0.312			
	改良長	22.2			
	改良幅	25.2			

4. 実測の盛り率を用いた盛り形状の再現

A 工事および B 工事のそれぞれにおいて、前出の実測盛り率 μ を用いて 3 次元の盛り形状を再現計算した。

4.1 盛り形状の検討方法

A 工事の杭配置および計画打設順序図を図-4 に示す。表-1 および図-4 に示すように、A 工事は 2 方向打ち分け方式を基本として施工している。形状予測は図-4 に示すように改良範囲をブロックに分け、施工ブロックごとの盛り形状には図-5 に示す形状を用いた。各ブロックの盛り形状を重ね合わせることで 3 次元的な盛り形状を得るものである。予測形状の計算は比較のため、下記の 3 ケースにて実施した。

- (a) 推定式の μ および図-5 に示した既往の盛り形状⁴⁾⁵⁾の分類 (図-5 中の黒ライン, 黒字の形状・値)
- (b) 実測の μ および図-5 に示した既往の盛り形状の分類 (図-5 中の黒ライン, 黒字の形状・値)
- (c) 実測の μ および図-5 に示した既往の盛り形状に対して再現性を高めるため影響角度を以下のように一部調整 (図-5 中の赤ライン・赤字が調整箇所)

- ・①～④の打設進行方向への影響角 70° および $75^\circ \rightarrow 60^\circ$
- ・②および③における打設進行方向の反対の既施工方向への影響角度を $15^\circ \rightarrow 30^\circ$

B 工事の杭配置および計画打設順序図を図-6 に示す。B 工事では 1～20 のブロックにおいて縦断方向に押しつける打設順序を採用しているが、既往の盛り形状の分類では該当するパターンがないため、既往の盛り影響角度を参考に図-7 のように設定した。

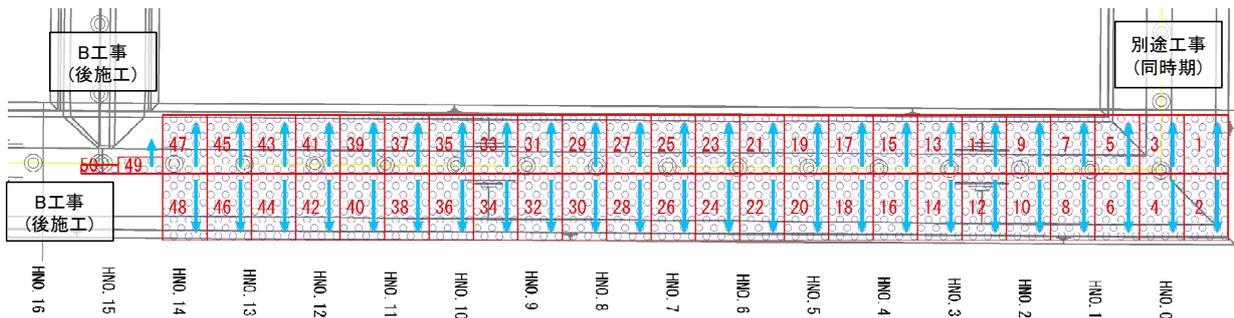


図-4 A 工事の杭配置図および計画打設順序図

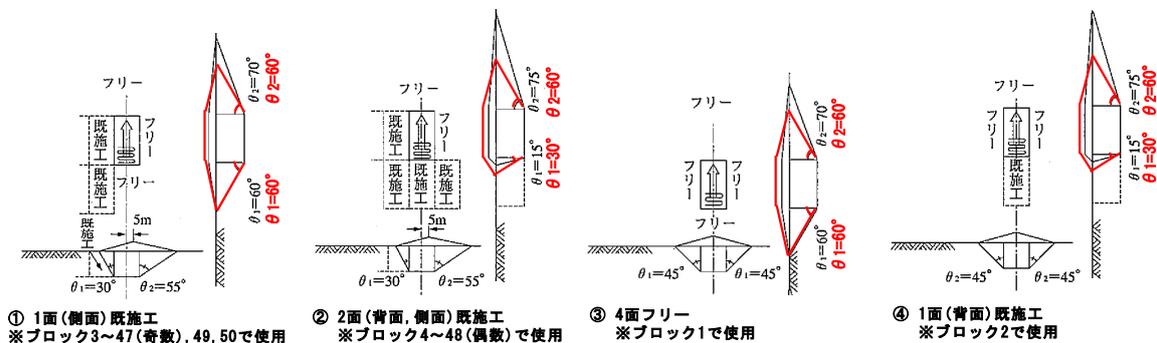


図-5 再現計算で使用した盛り形状の分類(文献⁵⁾)に加筆

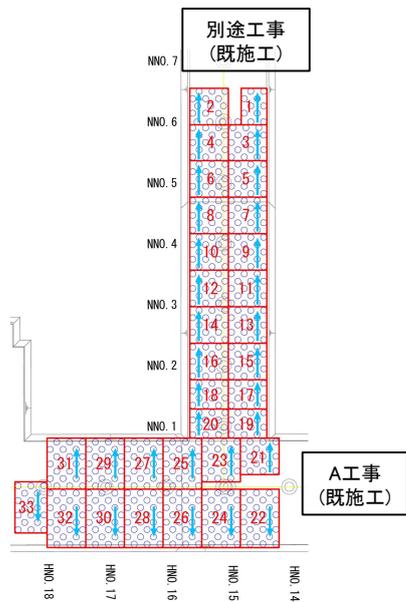


図-6 B 工事の杭配置図および計画打設順序図

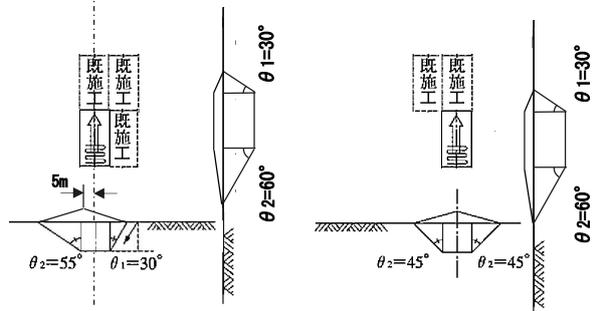
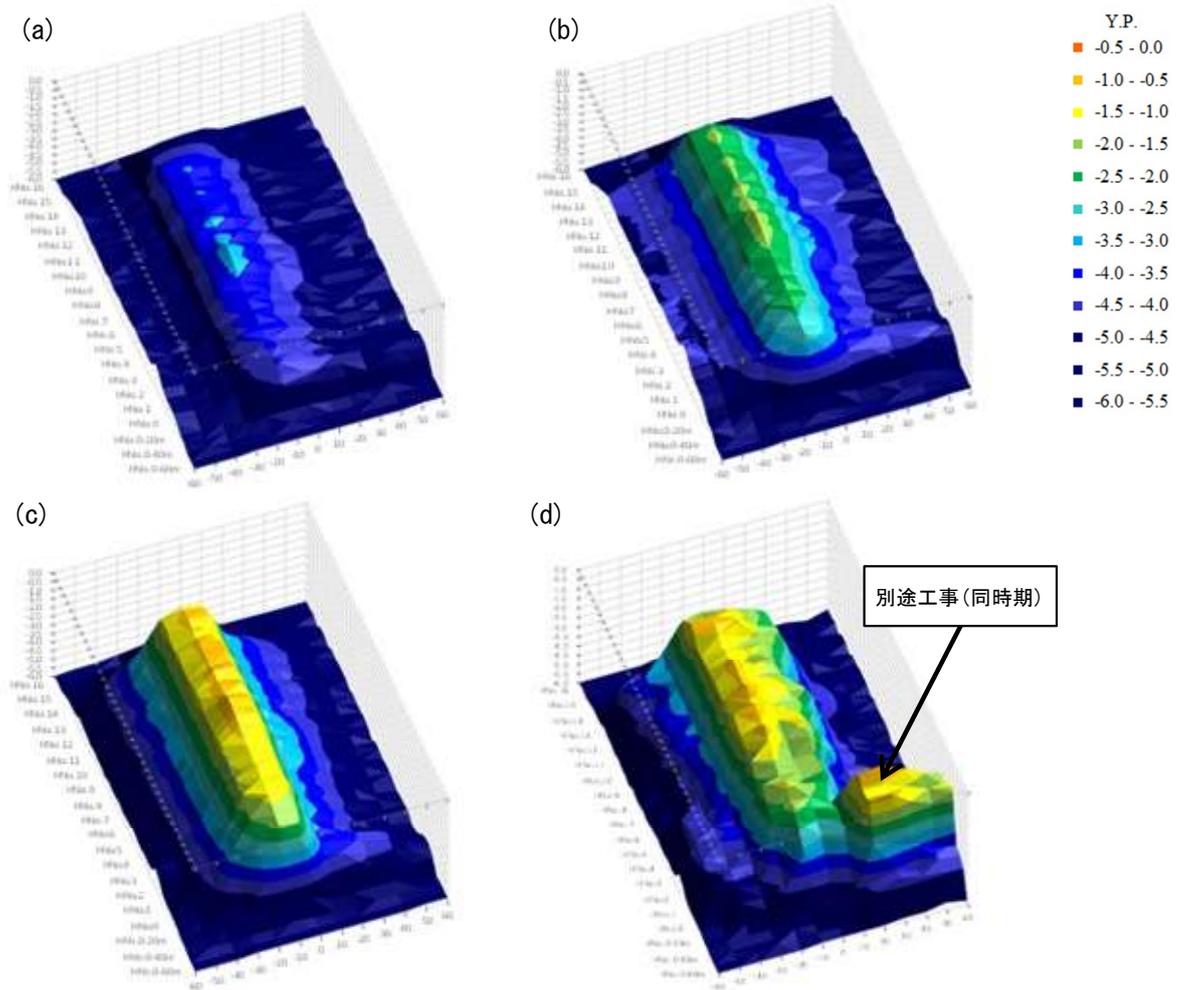


図-7 縦断押しつけ方式での盛上り形状の設定

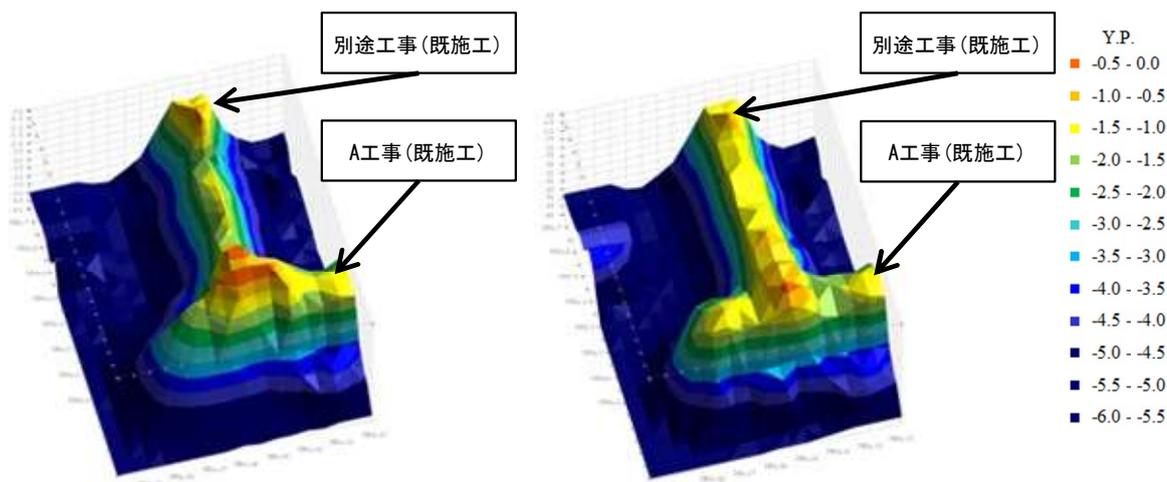
4.2 盛上り形状の再現結果

再現計算した盛上り形状と実測形状を比較した結果を図-8 および図-9 に示す。



(a) 推定式の μ および既往の盛上り形状, (b) 実測盛上り率 μ および既往の盛上り形状,
(c) 実測盛上り率 μ および影響角を調整した盛上り形状, (d) 実測形状

図-8 A 工事における予測計算および実測の盛上り形状



左図：実測盛上り率 μ および影響角を調整した盛上り形状，右図：実測形状

図-9 B 工事における予測計算および実測の盛上り形状

結果に示すとおり，横断 2 方向打ち分け方式が主な A 工事では実測盛上り率 μ を用いるだけでなく打設時の盛上り影響角度を調整することで，3 次元的な盛上り形状が概ね再現できた。この要因は，既往の手法の形状⁴⁾⁵⁾が高置換改良の実績を基に設定したものであり，低置換改良では打設進行方向への盛上り影響や既施工による拘束が高置換改良に比べて弱かったためと考えられる。また，B 工事で主となる縦断押しつけ方式では，図-7 のように既往の実績を参考にして盛上り影響角度を設定し，3 次元形状が概ね再現できた。

5. おわりに

本稿では，事前の予測より大きな盛上りが生じた例として，四日市港霞ヶ浦地区の低置換海上 SCP における予測と実測の比較をし，盛上り予測方法について考察した。その結果，以下のことが確認された。

- ・盛上り率 μ ：実測盛上り率 μ は推定式による盛上り率 μ の 2 倍程度となった。
- ・盛上り形状：実測 μ を用いることに加えて，形状予測時の盛上り影響角度を既往の手法の形状から一部調整することで，3 次元的な盛上り形状を概ね再現できた。

海上 SCP の盛上りについて，今後も本稿のような分析を継続して行い，予測精度の向上を図る所存である。末筆ながら，本報告にご協力頂いた四日市港管理組合関係者，工事関係者に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 曾我部隆久 (1981)：サンドコンパクションパイル工法の設計・施工の技術的課題，第 36 回土木学会年次学術講演会研究討論会資料，pp.39-50.
- 2) 塩見光男・河本憲二 (1986)：SCP 打設に伴う盛り上り土の予測，第 21 回土質工学会研究発表会，pp.1861-1862.
- 3) 平尾寿雄・坪井英夫・松尾稔・多賀久勝 (1996)：締め固め砂杭の打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第 8 回地盤工学シンポジウム，pp.55-60.
- 4) 福手勤・樋口嘉章・古市正彦・坪井英夫 (1988)：サンドコンパクションパイルの大規模な打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第 33 回土質工学シンポジウム，pp.23-28.
- 5) 公益社団法人地盤工学会 (2009)：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル，丸善株式会社.

小規模な土石流による道路横断排水施設の閉塞被害への軽減対策の検討

大日コンサルタント（株）正会員 ○藤井孝文
岐阜大学 国際会員 沢田和秀
大日コンサルタント（株）正会員 葦沢竜夫
大日コンサルタント（株） 河合亮典

1. はじめに

令和2年7月豪雨災害では、岐阜県下呂市内に多発した土砂災害により、各所で道路ネットワークが分断された。豪雨時の山間道路における交通ネットワークの分断は繰り返し発生することが多く、抜本対策が求められている。これらの被災の一因として、豪雨時の道路横断排水施設の排水不良や流出土砂による横断排水施設等の閉塞が発生している場合が少なくない。本事例は、これらの道路横断排水施設について、排水性能等を検証し、排水施設の対策と今後の道路防災管理について考察した。

2. 背景

令和2年7月豪雨では、令和2年7月7日から8日にかけて、岐阜県の中濃から飛騨地方を中心に断続的に非常に激しい雨となり、6市に大雨特別警報が発表されたほか、降り始めからの降水量が県内11地点で1,000ミリを超えるなど記録的な大雨となった。下呂市においては、国道41号が小坂町門坂地区で大規模な道路災害により通行止めになる中、国道257号等の県管理道路が迂回路として有効に機能したと評価されている。しかし、高山市や下呂市では、小規模な土石流により、交通ネットワークを分断する通行止めが多数発生した。これらの小規模な土石流による通行止めは、より重篤な被災地の救助や復旧に重大な支障になると考えられ、局所的な豪雨量に対応できない道路排水施設等の適切な維持管理や対策が新たな課題となった¹⁾ (図-1)。

筆者らは、これらの交通ネットワーク分断が課題となったエリアを対象に、通行止めの被災原因や対応について検討を行っている。これによれば、通行止めの主な原因は、小規模な土石流による道路への土砂や流水の氾濫であり、その流出形態は、掃流型が崩壊型よりも多いことを確認した²⁾。また、降雨や土壌雨量指数の時空間分布と地形条件に着目して、レーダー解析雨量と航空レーザ測量成果を用いた誘因と素因の関係性を調査し、掃流型の小規模土石流の発生条件について明らかにした³⁾。本報告は、道路横断排水施設等の被災状況に着目して、土砂流出や溢水時の排水機能低下の要因を検討し、その事例を紹介する。また、被災時の降雨条件下での排水能力を検証し、改良すべき排水施設や今後の道路防災管理における課題について述べる。

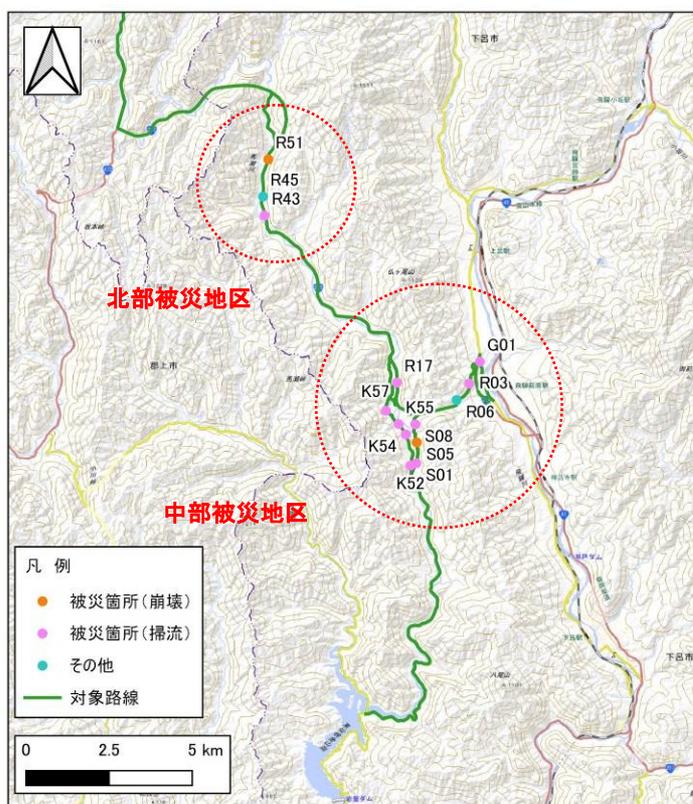


図-1 令和2年7月豪雨 土砂災害発生箇所
(出典：地理院タイルに被災箇所等を追記)

Consideration of mitigation measures for road cross culvert blockage damage caused by small-scale debris flows : Takafumi Fujii, Tatsuo Nirasawa and Ryosuke Kawai,(Dainichi Consultant INC. and Kazuhide Sawada(Faculty of Engineering, Gifu University.)

3. 検討方法

本検討の対象は、令和2年7月豪雨による災害（以下、「本災害」と呼ぶ。）により、通行止めが集中した下呂市馬瀬地域の国道257号、県道下山名丸線、市道惣島線とした。小規模な土石流による災害に関する調査検討は、土石流と道路施設との関係を考慮する必要があるため、「机上調査」と「現地調査」を併用した。机上調査では、災害記録と航空レーザ地形図や微地形表現図を用いて、土石流の流下形態と道路の位置関係から災害要因を判読した。現地調査では、土砂流出や溢水による被災状況と道路横断排水施設の構造を照合し、排水機能低下要因を考察した²⁾。さらに、豪雨条件下での排水能力を等流・不等流計算により検証し、排水施設の改良や被災履歴に基づく道路防災管理についての今後の対応や課題を考察した。

4. 検討結果

4.1 災害発生箇所一覧

本災害における被災箇所と被災状況の一覧を次に示す(表-1)。被災箇所は全部で14箇所であり、そのうち12箇所は溪流からの土砂や流水の氾濫によるもの、その他の2箇所は舗装の浮上りと他流域からの土砂の流入である。発生形態は、渓床堆積物の移動による掃流型が8箇所、表層崩壊による崩壊型が3箇所、流水の氾濫が1箇所である。また、国道257号の3箇所では、災害復旧事業による対策工事が行われ、その他は維持管理業者により氾濫土砂の除去が行われている。

表-1 令和2年7月豪雨 土砂災害発生箇所一覧

北部地区					
番号	路線	発生日時	発生形態	土砂量(m ³)	備考
R51	国道257号	7.7.AM11:00頃	崩壊型	95	災害復旧事業
R45	国道257号	7.7.AM10:00頃	溢水	若干	段丘崖から溢水
R43	国道257号	7.8.AM0:00頃	掃流型	5	
中部地区					
番号	路線	発生日時	発生形態	土砂量(m ³)	備考
K57	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	若干	
K55	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	若干	
K54	県道下山名丸線	7.8.AM1:30頃	掃流型	60	
K52	県道下山名丸線	7.8.AM2:00頃	掃流型	50	
R17	国道257号	7.8.AM3:00頃	崩壊型	450	災害復旧事業
R06	国道257号	7.8.AM3:00頃	その他	無し	舗装隆起
R03	国道257号	7.8.AM1:30頃	掃流型	32	災害復旧事業
G01	県道下呂小坂線	7.8.AM0:00頃	その他	93	他流域の土砂流入
S08	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	掃流型	37	
S05	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	崩壊型	53	
S01	市道惣島線	7.8.AM1:00頃	掃流型	6	

4.2 道路横断タイプの分類

道路横断タイプを道路構造と道路横断排水施設の構造に基づいて、5つに分類した(表-2)。道路構造は、道路と交差する渓床高さや道路面の高さの違いにより、渓床高が道路面より高い「A切土」、渓床面が道路面より低い「C盛土」、渓床高と道路面がほぼ同高の「B同高」の3つに分類した。さらに、「B同高」について、道路横断排水施設の構造より、「B1無流水溪流」、「B2縦排水」、「B3カルバート」の3タイプに分類した。道路横断タイプは、「B3カルバート」が6箇所で最も多く、「B1無流水溪流」が4箇所、「B2縦排水」が2箇所、「A切土」と「C盛土」はそれぞれ1箇所である(表-2)。なお、本災害では「C盛土」の土砂や流水の氾濫による被害は無かったので、参考として舗装隆起の被災があった流域R06の事例を示す。道路横断タイプ別の被災要因と道路施設における土石流対策の例を次に述べる。

表-2 道路横断タイプの分類と災害発生形態

横断タイプ	代表写真	崩壊型	掃流型	その他	箇所数
A 切土				R45	1
B1 無流水溪流			R43 K57 S08	G01	4
B2 縦排水		R51	K54		2
B3 カルバート		R17 S05	R03 K52 K55 S01		6
C 盛土				(R06)	(1)
	箇所数	3	8	3	14

4.3 道路横断タイプ別の被災要因と対応の例

(1) Aタイプ 切土

Aタイプは、土石の流下経路となる溪床高よりも道路路面が低く、道路が急斜面・急崖に隣接するタイプであり、一見すると切土直下の道路のように見える。流域R45は、急斜面の上方が13.1ha(0.131km²)の集水域となっており、道路直上は扇状地状の河岸段丘(土石流堆積域)となっている(図-2)。当該地は、流域からの土砂堆積と河川による下刻作用が相互作用して河岸段丘の形成後に、段丘崖下に道路が建設されたと推察される。本災害では、豪雨による流量増加に伴って、道路直上から大量の表流水が、また扇状地の土砂が表流水に運ばれ道路に氾濫した(写真-1)。このタイプは、表流水や小規模な土石の氾濫が多発するものと考えられ、加えて、侵食による斜面安定バランスの変化に伴う崩壊も懸念される。道路に接する斜面の安定状態と小規模土石流等の常襲性によっては、対策として土石流覆工⁵⁾の適用が考えられる(図-3)。

(2) B1タイプ 無流水溪流

B1タイプは、常時流水が認められない0~1次谷の狭隘な流域が道路と交差するタイプである。道路面と溪床高との関係は、ほぼ同レベルか溪床高がやや高い。このような流域・滲筋が不明瞭かつ常時流水が認められない場合は、排水施設が未設置のケースが少なくない。事例に示す流域K57の流域面積は6.8ha(0.068km²)である。本災害では、溪床堆積物が掃流状態になり、道路に氾濫して側溝を閉塞させた(図-4, 写真-2)。なお、被災時は落石防護柵が望外にスクリーン機能を果たし、大きな礫を捕捉したが、すり抜けた砂礫等の土砂の一部が道路へと氾濫した。道路より上流側の流水の痕跡を手掛かりにして、順次、土砂捕捉施設を整備する対応が考えられる。

(3) B2タイプ 縦排水

B2タイプは、道路面が溪床よりもやや低く、常時流水が認められないが、溪流から蓋掛けの縦排水でカルバートに接続されるタイプである。このタイプは、扇状地末端や扇頂部等の切土による道路が多いと推察される。事例に示す流域R51は、上流側に複数の堰堤が確認され、数年に一度のレベルで土砂流出が発生する流域であると考えられる(図-5)。本災害では、流域末端の表層崩壊の土砂が排水施設を埋塞させ、道路に土砂が氾濫したことから、災害復旧で谷止工と土砂貯留施設が新設された(写真-3)。このタイプでは、落差工と土砂捕捉施設により、流水をなめらかにカルバートに導く対策が考えられる。

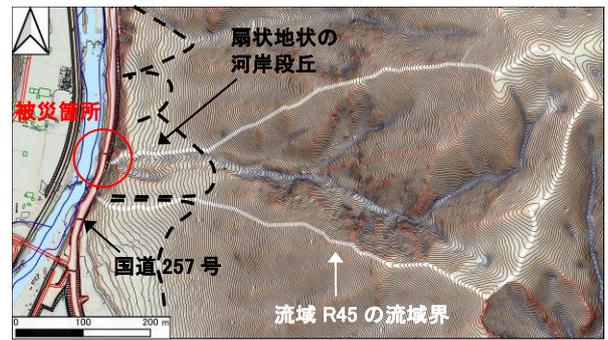


図-2 「A切土」流域R45
(出典：岐阜県CS立体図2019⁴⁾に追記)



写真-1 流域R45被災状況

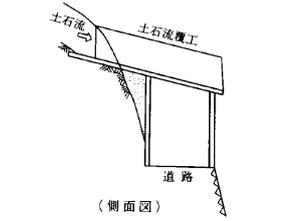


図-3 土石流覆工の例⁵⁾

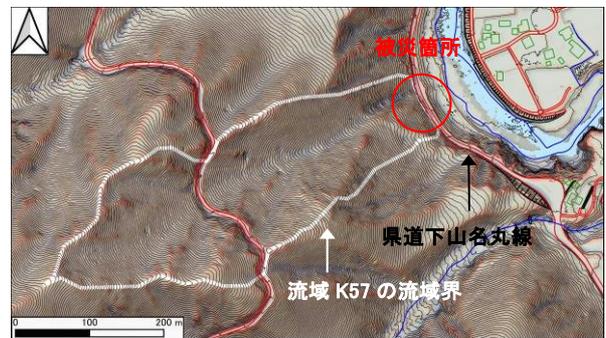


図-4 「B1無流水溪流」流域K57
(出典：岐阜県CS立体図2019⁴⁾に追記)



写真-2 流域K57(左 被災写真, 右 擁壁上の落石防護柵)



図-5 「B2縦排水」流域R51
(出典：岐阜県CS立体図2019⁴⁾に追記)



写真-3 流域R51(左 被災写真, 右 災害復旧後)

(4) B3タイプ カルバート

B3タイプは、道路面と溪床面が同レベルで、流路が直接カルバートに接続しているタイプである。扇状地の扇頂から扇端へと地形条件に関わらず多く見受けられ、常時流水が認められない流域も多い。道路面より溪床高が高い場合は、落差工によりカルバートを下越しさせている。事例に示す流域 R17 は、流域面積 12.4ha (0.124km²) の土石流危険溪流である (図-6)。本災害では、崩壊型の流出土砂が、谷出口に設置された谷止工下流に堆積し、カルバートを埋塞させ、道路に土砂が氾濫したことから、災害復旧で土砂貯留施設が新設された (写真-4)。このタイプでは、カルバートの閉塞を軽減するための土砂貯留施設や瀦筋へのスクリーン設置による対策が考えられる。なお、落差工を介さず、溪流が直接カルバートに接続する場合の水理的検証を次項で行う。

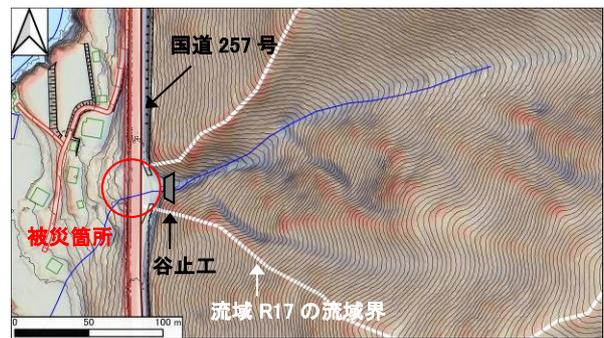


図-6 「B3カルバート」流域 R17
(出典：岐阜県 CS 立体図 2019⁴⁾ に追記)

(5) Cタイプ 盛土

Cタイプは、溪床高よりも道路面が高い盛土構造の道路である。本災害では、このタイプの土砂や流水の氾濫による被害は無かったため、本路線の盛土構造は、小規模な土石流に対する耐性は高かったと考えられる。なお、参考に示した流域 R06 の舗装の隆起の原因は、交差溪流ではなく道路縦断方向からの浸透水の影響であったと判断した (写真-5)。しかし、一般的には、豪雨時の排水能力不足による谷埋め盛土の崩壊事例が知られていることから、本タイプにおいても適切な道路横断排水施設の流下能力を確保する対策が必要である。



写真-4 流域 R17 (左 被災写真, 右 災害復旧後)



写真-5 参考 流域 R06 舗装隆起災害 (左被災時, 右補修後)

4.4 カルバート断面の検証

(1) 等流計算による流下能力の検証

先の調査で、既設道路横断排水施設の流下能力が等流計算で検討されている²⁾。被災箇所は全部で 14 箇所あり、そのうち、断面が計測できた 9 箇所のカルバートは、管渠が 6 箇所 (φ0.5m~1.8m)

表-3 等流計算による流下能力の検証

流域番号	排水施設	断面 (m)	勾配 (°)	面積 A (m ²)	潤辺 S (m)	粗度係数	流速 (m/s)	暗渠流下能力 (m ³ /s)	推定ピーク流量 (m ³ /s)	推定ピーク判定	設計流量 (m ³ /s)	設計基準判定
R51	函渠	1.0×0.8	2.4	0.8	3.6	0.015	5.0	4.0	2.1	OK	4.4	NG
R45	管渠	φ 0.6	4.5	0.3	1.9	0.013	6.1	1.7	1.5	OK	3.2	NG
K55	管渠	φ 0.5	1.4	0.2	1.6	0.013	3.0	0.6	2.4	NG	3.8	NG
K54	有り	不明	-	-	-	-	-	-	1.9	-	2.9	-
K52	管渠	φ 1.8	1.4	2.5	5.7	0.013	7.1	18.0	12.3	OK	16.2	OK
R17	函渠	1.2×1.2	21.8	1.4	4.8	0.015	18.9	27.2	2.3	OK	3.0	OK
R06	函渠	2.5×1.9	14.0	4.8	8.8	0.015	22.1	104.8	7.8	OK	10.6	OK
R03	管渠	φ 0.6	26.9	0.3	1.9	0.013	15.5	4.4	1.2	OK	1.6	OK
S05	管渠	φ 0.6	21.6	0.3	1.9	0.013	13.7	3.9	1.2	OK	1.6	OK
S01	管渠	φ 0.9	19.1	0.6	2.8	0.013	16.7	10.6	2.6	OK	4.7	OK

と函渠が 3 箇所 (幅×高さ, 1.0m×0.8m, 1.2m×1.2m, 2.5m×1.9m) であった。被災時の土砂の混入を考慮した推定ピーク流量と等流計算によるカルバートの流下能力の比較では、8つの施設が流下能力を満足した。また、各流域の推定ピーク流量は、いずれも道路設計基準の計画流量 (10年確率) よりも小さかった。以上より、道路設計基準に基づく流量に対して、等流計算でカルバート断面を検討した場合、突発的豪雨の流量であっても清水状態であれば、ほとんどの施設で流下能力を満足できると考えられる。しかし、山間道路の溪流にカルバートが接続された現場では、土砂の混入に加えて、断面や勾配変化によるカルバート上流の堰上げと流速低下に伴う土砂の滞留でカルバートの閉塞が発生している。カルバート工指針では、山間道路の

カルバートについて、堰上げや土砂の流入等の考慮が明記されているもののその検討事例は多くない。そこで、次に被災時の流量と道路設計基準の計画流量に対するカルバート必要断面について不等流理論式を用いて検証した結果について述べる。

(2) 対象溪流

対象はカルバートに直接溪流が接続する流域 S01 (図-7) と流域 K52 (図-8) とした。流域 S01 は $\phi 0.9\text{m}$ の横断管渠が設置されているが、管渠内部に土砂流入の痕跡は認められなかった。このため、被災時は横断管渠の呑口が土砂により閉塞し、道路に土砂が流出したものであると考えられる (写真-6)。流域 K52 は、 $\phi 1.8\text{m}$ の横断管渠が設置されているが、管渠上流側に接続する水路が平面的に S 字の線形になっていた (写真-7)。そのため、横断管渠の上流側で土砂が水路内に堆積し、横断管渠の呑口が閉塞して道路に土砂が流出したと考えられる。



図-7 流域 S01 の平面図

(出典：岐阜県 CS 立体図 2019⁴⁾ に追記)



図-8 流域 K52 の平面図

(出典：岐阜県 CS 立体図 2019⁴⁾ に追記)



写真-6 流域 S01 (左 被災時, 右 カルバート上流側) 写真-7 流域 K52 (左 被災時, 右 カルバート上流側)

(3) カルバート内空断面の設計計算法

カルバート工指針⁵⁾によれば、カルバートの内空断面は、「計画流量を安全に通水し得る断面の確保」と「所要の余裕高の確保」が必要である。また、溪流地点に設置した場合、流れの状況はカルバート及びその上下流部で急激に変化することがある。このとき、カルバート断面の設計には等流条件を前提としたマニング式は適用できず、不等流理論式により設計を行うことが望ましいとされている。そのため、カルバート工指針には、米国地質調査所 (USGS) のマニュアルを参考にした道路横断排水カルバート内空断面の設計計算法が示されている。これによれば、図-9、図-10 に示すように、道路横断排水カルバート内空断面の設計計算法は、次の 2 つに大別され、溪流地点のカルバートには (b) の場合の設計計算法を適用する必要がある。

(a) 水路の断面及び勾配が上下流にわたって一様であり、水路と同一幅のカルバートを設置する場合

(b) (a) 以外の場合であり、とくに山間部の沢、溪流等の不整形な水路と接続するような場合

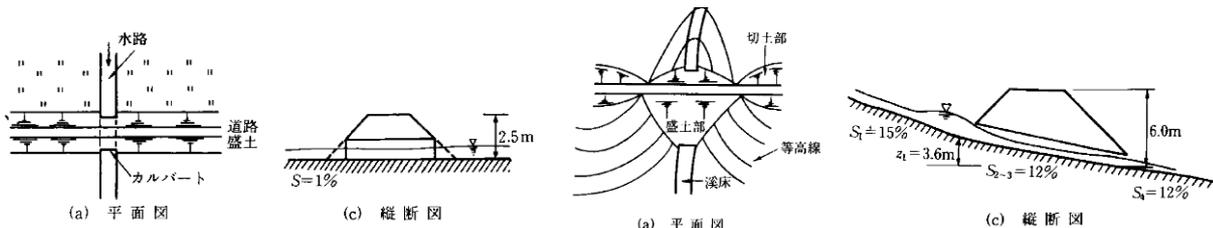


図-9 (a) 平地部の在来水路が道路盛土を横断する場合⁵⁾

図-10 (b) 沢が道路盛土を横断する場合⁵⁾

(b)の場合の設計計算の手順を図-11 に、カルバート部の流れの諸元を図-12 に示す。これによれば、カルバートの内空高さ（あるいは内径）は、①水面がカルバート上面に接しない、②カルバート上流側の水深がカルバートの高さの1.5 倍を超えない、③カルバート上流側の水位が盛土高さを超えない。という条件を満たすように決定する。また、計算例では通常の土砂堆積による通水断面の減少に対して： $\alpha 1=0.20$ 、豪雨時の大量の土砂・流木等の流入に対して： $\alpha 2=0.20$ の余裕を見込むことが示されている。

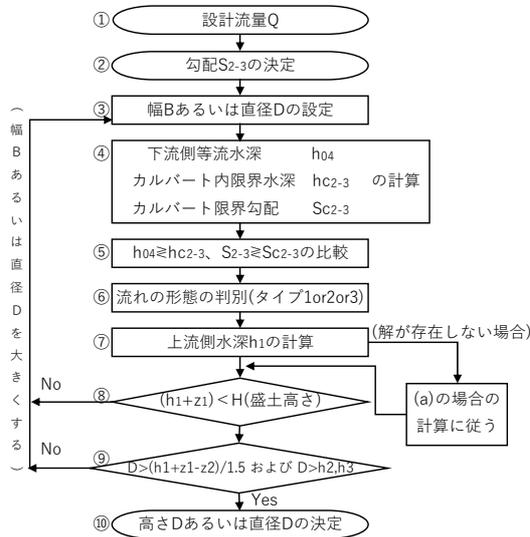


図-11 (b)の場合の設計計算の手順⁵⁾

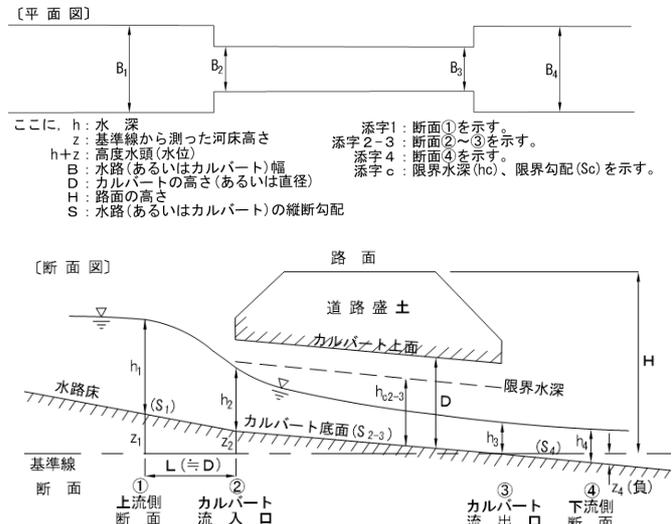


図-12 カルバート部の流れの諸元⁵⁾

(4) 不等流計算によるカルバート断面の検討結果

カルバート内空断面の検討方法について示す。対象流量は、被災時の推定ピーク流量と道路設計基準の計画流量（10年確率）の2 ケースとした。カルバートの縦断勾配、接続水路の縦断勾配と断面は既設と同じ条件とし、カルバート断面を変化させて流下能力を検討した。カルバート工指針には、ノモグラムを用いた計算法が示されているため、表計算ソフトのマクロ機能（VBA）を活用して繰り返し計算や図表の読み取りを半自動化して検討作業を効率化した。流域 S01 と流域 K52 のカルバート内空断面を検討した結果を表-4 に示す。流域 S0 において、被災時の推定ピーク流量 $2.6\text{m}^3/\text{s}$ に対して、既設ヒューム管 $\phi 0.9\text{m}$ は等流計算による流下能力を満足するが、不等流計算では内空高が不足した。不等流計算により、被災流量を満足するカルバート内空断面は管渠が $\phi 1.3\text{m}$ 、函渠が $1.2\text{m} \times 1.2\text{m}$ 、道路設計基準の計画流量 $4.7\text{m}^3/\text{s}$ を満足するカルバート内空断面は、管渠が $\phi 1.6\text{m}$ 、函渠が $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ となった。流域 K52 では、被災時の推定ピーク流量 $12.3\text{m}^3/\text{s}$ に対して、既設ヒューム管 $\phi 1.8\text{m}$ は等流計算による流下能力を満足するが、不等流計算では内空高が不足した。被災流量を満足するカルバート内空断面は管渠が $\phi 2.4\text{m}$ 、函渠が $2.1\text{m} \times 2.1\text{m}$ 、道路設計基準の計画流量 $16.2\text{m}^3/\text{s}$ を満足するカルバート内空断面は、管渠が $\phi 2.6\text{m}$ 、函渠が $2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$ となった。以上より、溪流地点に設置したカルバートでは、等流計算で通水可能な断面であっても、断面や勾配の変化を伴う場合は、不等流計算により堰上げや流下能力の減少の影響があることが分かった。また、今回の施設については、道路基準の計画流量に対する流下能力を不等流計算で満足するカルバート断面は、管渠の場合、既設断面を1.5～1.8 倍程度拡大する必要があるという結果になった。なお、本設計法は、カルバ

表-4 不等流計算によるカルバート内空断面の検討結果

カルバート内空断面の検討結果 流域S01

対象流量	管渠	函渠	判定
被災流量 $2.6\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 0.9\text{m}$		既設NG
被災流量 $2.6\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 1.3\text{m}$	$\square 1.2\text{m}$	OK
道路基準 $4.7\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 1.6\text{m}$	$\square 1.5\text{m}$	OK

カルバート内空断面の検討結果 流域K52

対象流量	管渠	函渠	判定
被災流量 $12.3\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 1.8\text{m}$		既設NG
被災流量 $12.3\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 2.4\text{m}$	$\square 2.1\text{m}$	OK
道路基準 $16.2\text{m}^3/\text{s}$	$\phi 2.6\text{m}$	$\square 2.4\text{m}$	OK

ートの水理に関する調査等が研究中であるため参考資料とされているが、本設計手法を確立・一般化していくことが、必須かつ急務であると認識している。

5. 被災履歴に基づく道路防災管理

5.1 道路横断排水施設の閉塞被害の軽減対策

切土工・斜面安定工指針⁶⁾によれば、道路における土石流対策は、土石流の被害を受けやすい堆積域を回避するための路線の小シフトや、適切なクリアランスを持つ橋梁やカルバートによる道路構造単独での対応が基本である。しかし、実際には、山間部の道路のルート変更の自由度の低さや供用中の道路の既設カルバート断面の改良が難しいことから、十分な対応ができないことがある。そのような場合でも、豪雨による頻繁な通行止めを回避するため、小規模な土石流対策に対する道路横断排水施設の閉塞被害軽減対策の実施が重要である。本報告で示した事例や不等流計算による検証を参考に、堰上げの影響が少ない溪流とカルバートとの接続方法、土砂の流下や堆積に対するカルバート断面の確保に対する工夫が望ましい。また、必要に応じて道路構造単独で対応できるカルバート流入口の閉塞軽減施設について、本事例や文献⁷⁾を参考に検討することが望ましい。

5.2 道路防災情報の一元管理

現在、道路の防災管理として、道路防災点検や道路土工構造物点検等が実施されている。しかし、「膨大な数の危険箇所」と「危険の種別や内容・程度と道路特性・状況の関係等」を一元的に管理する具体的な手法は、まだ実現されていないケースが多いと考えられる。そこで、国土交通省道路局では、デジタル道路地図等を基盤として各種データを紐付けるデータプラットフォーム（xROAD）や、その一環として「全国道路施設点検データベース」の整備を進めている⁸⁾。これにより、道路管理者ごとに蓄積されている定期点検のデータを一元的に活用できる環境が構築され、研究機関や民間企業等による技術開発の促進、さらにはこれらによる維持管理の効率化・高度化が目指されることになる。今後、想定外の豪雨の発生や道路管理技術者の減少が懸念される中、このデータプラットフォームは非常に有望視されており、小規模土石流の調査・点検データについても、データプラットフォームに登録管理されることが期待される。その結果、データツリーの枝葉となる自治体レベルにおいても、そのデータの一次収集者として、情報の有効活用が可能になると考えられる。この一次収集者における情報の利活用について、次項で詳細を述べる。

5.3 被災履歴情報の利活用

小規模土石流の発生の誘因である豪雨の降水量は、メソスケール以下の範囲で、不確定な偏在性を有しており^{2) 3)}、それらはレーダー解析雨量によって再現され、ある程度の予想は可能である。一方、小規模土石流による発災の素因は、流域毎の土砂発生ポテンシャル、流下経路コンディション、道路交差部の状態に依存しており、潜在的な発災のおそれを有する流域（溪流）数は膨大である。

このような大小の潜在的な発災のおそれを有する膨大な数の流域において、その被災履歴は、被災後の対策検討や他の流域を含めた対応の方向性を定める重要情報であるといえ、その場合、以下の視点を以て検討することが肝要であると考えられる。

- ・ 予防保全的視点：規制区間見直し等の予防保全的対応と防災管理の検討に被災流域を活用
- ・ 事後保全的視点：被災履歴の蓄積と施設補修・補強等、メンテナンス等に利用

なお、事後保全的な視点は予防保全的な視点に含まれると考えられるため、具体的な予防保全の方向性としては、小規模土石流による交通ネットワーク分断の被害軽減を目的とした制度設計（システムデザイン）

に被災履歴を利活用することが必要であると考えられる。

5.4 発生源対策

飛騨川バス転落事故（1968）では、道路用地外の自然斜面から土砂が発生し尊い命が奪われ、道路用地外の土砂発生源の事例において道路管理者が責任を問われた。以降、道路土砂災害においては、道路用地内外を問わず道路管理者が対策を実施している。また、小規模土石流等の土砂発生源は、道路区域外に多い傾向が顕著であり、通常の道路事業のみでは対応できない場合が少なくない。一方、これまでの砂防事業は、民家や避難所、災害時要援護者関連施設を対象に整備されてきたが、今後は、緊急輸送道路でも備蓄拠点等があれば、砂防事業の対象となり得る場合があるものと考えられる。そのため、防災対策のコスト縮減を図りつつ、地域の道路網の安全性・信頼性を確保するために、今後は砂防関係者との連携を強めることが必要と考えられる。

これら流域管理の取り組みにおいては、道路側の優先順位検討や災害時のルート確保の観点から、国と自治体とが共通のデータプラットフォーム上に被災履歴データ等を蓄積し、共有・可視化する必要がある。その際、交通ネットワーク分断の被害軽減を目的とするシステムに使用するデータは、汎用性の観点から、システムに依存しない形式とすることが重要であると考えられる。

6. おわりに

気候変動の影響等により、豪雨に伴う災害が頻発していることから、広域気象災害の対応に必要な道路ネットワーク機能の強靭化が求められる。小規模な土石流による道路への被害は、道路の損傷を伴わないケースが多いため、道路上の氾濫土砂の除去がなされるものの、その後の豪雨時に繰り返し被災するケースがある。そのため、小規模土砂流出のリスクとその被害の軽減策について、有効な防災管理手法が展開できるよう、引き続き検討したい。本論文の作成にあたり、貴重な資料を提供していただきました岐阜県県土整備部道路維持課に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 岐阜県・清流の国ぎふ防災・減災センター（2020）：令和2年7月豪雨災害検証報告書。
- 2) 葦沢竜夫，藤井孝文，松田康弘，尾澤勲，沢田和秀（2022）：小規模土砂流出による山間道路ネットワーク寸断防止の取組，第31回調査・設計・施工技術報告会。PP.17-24，地盤工学会中部支部。
- 3) 葦沢竜夫，藤井孝文，沢田和秀（2023）：レーダー解析雨量を用いた小規模な土石流の発生状況の検証，第32回調査・設計・施工技術報告会。PP.7-12，地盤工学会中部支部。
- 4) 岐阜県森林研究所，岐阜県 CS 立体図 2019（GeoTIFF 形式），下呂市（旧馬瀬村 0～3），入手先<<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/cs-2019-geotiff>>（参照 2024.4.1）
- 5) 日本道路協会（2010）：道路土工-カルバート工指針（平成 21 年度版）。
- 6) 日本道路協会（2009）：道路土工-切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）。
- 7) 国立研究開発法人土木研究所（2020）：道路横断排水カルバート流入口の閉塞軽減施設事例集，土木研究所資料第 4405 号。
- 8) 国土交通省道路局，道路施設の詳細な点検データの公開開始，入手先<https://www.mlit.go.jp/report/press/road01_hh_001569.html>（参照 2024.4.1）

市街地における川裏擁壁の支持力確保方策について

(株)建設技術研究所 ○ 原田直樹
 正会員 岡嶋義行
 剣持将人
 中部地方整備局 庄内川河川事務所 工務課 若松大資
 石黒陽平
 村橋由利子
 小泉武士

1. はじめに

庄内川では防災・減災、国土強靱化のための5カ年加速化対策を進めており既設堤防の質的整備事業を実施中である。都市河川である庄内川では、川裏に人家が連坦しており、ブロック積み擁壁を施工するなど限られた用地内で堤防整備を進めている。ブロック積み擁壁の支持力確保方法については砕石基礎が基本であるが、今回整備対象地区では湧水による地下水位上昇、限られた施工スペース、堤防天端の交通、連坦する人家への振動影響回避等の諸条件を踏まえ、支持力確保が可能な基礎工法の検討を行った。本論文は、その検討条件や方法等を報告するものである。

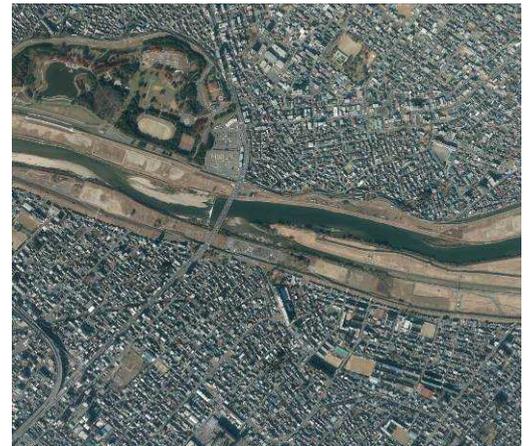


図-1 都市化された庄内川流域

2. 堤防整備の概要

2.1 質的整備の概要

庄内川では堤防の高さ、断面積の確保を目的とする「量的整備」に加え、堤防の耐浸透性能、耐侵食性能など堤防の「質的整備」が進められている。「質的整備」は平成14年に目された「河川堤防設計指針（国土交通省河川局治水課 平成14年7月）（以後指針と記す）」を踏まえて発行・改訂されている「河川堤防の構造検討の手引き（財団法人国土技術研究センター）（以後手引きと記す）」に基づいて実施されている。

「手引き」では河川堤防の浸透・侵食・地震・点検強化について構成されており、特に浸透に対してはその評価方法から強化対策工法の考え方が記されている。「指針」では長物である堤防について、その特性から一連区間を細分化、個々の細分区間の中で代表断面を設定、その代表断面に対して安全性の照査を実施、浸透に対する強化工法を設計する²⁾³⁾。

浸透に対する堤防の構造検討は図-2に示すように降雨および外水位を外力として、モデル降雨に対する堤体内水位を飽和・不飽和浸透流解析により算定、川表裏それぞれに対して最も危険側となる水位での円弧すべり（修正フェレニウス法）、パイピング（G/W）、盤ぶくれの照査を行う。

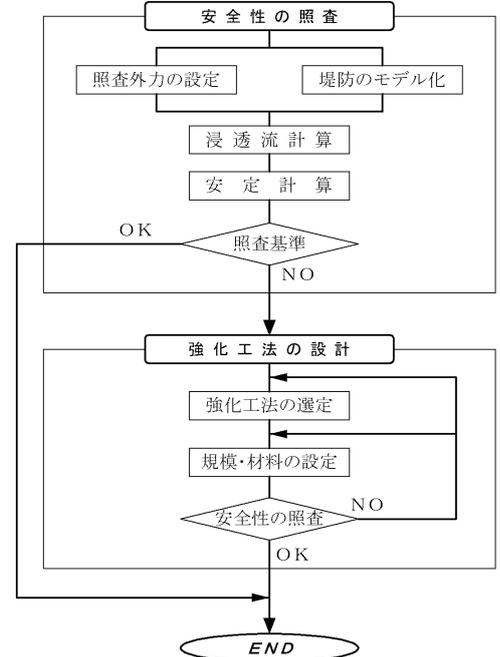


図-2 浸透に対する堤防の構造検討の手順³⁾

2.2 本地区の整備内容と課題

(1) 地区の現地特性

本地区では堤防近傍まで家屋が連坦，天端道路は県道として供用されている地区である。

本地区の川裏側は図-3 に示すように家屋が連坦しているほか，名古屋市道が併走しており，川裏に用地上の制約が多い箇所であった。

また本地区を含む当該庄内川右岸地域では，図-4 に示すような堤防法尻部を中心に赤水が確認される地域であった。庄内川河川事務所ではこれら赤水が河川水によるものではなく，水質調査結果より対岸の井戸水と同じ水質であることから，地下水の流動により生じる湧水であることを確認している。これらの湧水は季節による変動はあるが，地表面付近に滞留することから地下水位が高い状態になり（図-5 参照），基礎工整備の制約となった。



図-3 川裏法尻に近接する家屋



図-4 川裏法尻の赤水（湧水）



図-5 川裏法尻掘削時の湧水

(2) 本地区の堤防整備の内容

本地区は 300m を一連区間とし，代表断面にて浸透流解析を実施，対策工が決定されている。川裏には用地上の制約からブロック積み擁壁（壁高最大 5m）を配置し，堤防天端は県道がある。質的整備を兼ねた堤防のかさ上げ，堤防断面の拡幅の他，浸透対策としては川裏の水位低下を狙ったドレーン工が配置されている（図-6 参照）。

地質状況としては，堤体基礎部に N 値 3 の軟弱粘性土，その上下を砂層が挟んでいるが，この砂層と粘性土の互層状態となっており，箇所によっては堤体基礎が砂層の区間も見られた。

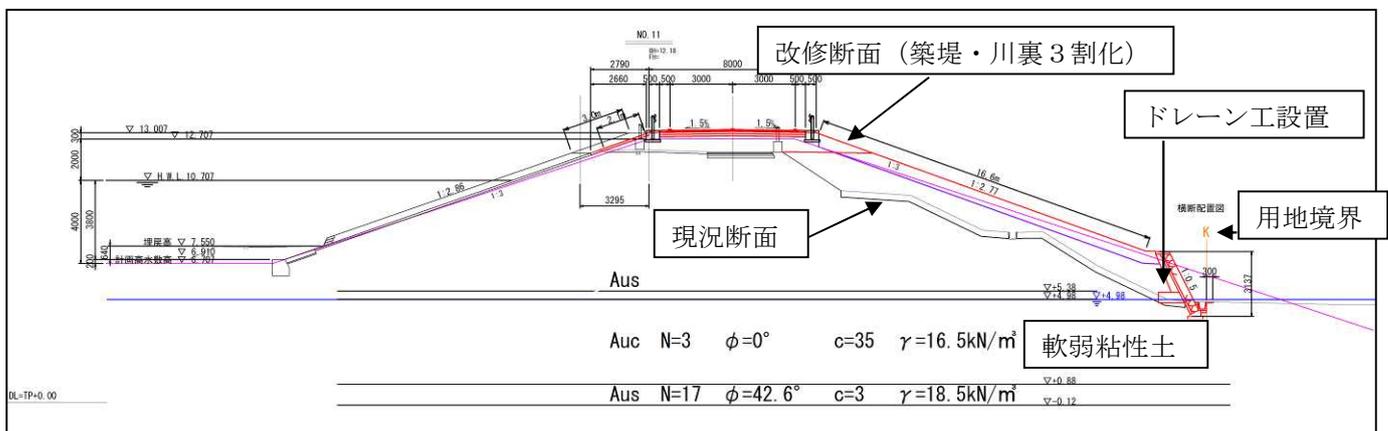


図-6 現地地質条件と強化対策工法

3. 川裏ブロック擁壁の基礎選定

3.1 ブロック積み擁壁の基礎について

ブロック積みの基礎は一般的には旧建設省の標準図集に示されるように現地条件に応じて別途設計することとされている。壁高が 5.0m 以下の場合、必要とする支持力も大きくなく、均しコンクリートもしくは砕石程度の基礎を設置することが多い。

今回対象地区も壁高は最大 4m 程度までと高くはないが、以下の課題がある。

- 湧水の影響を受け、川裏の地下水位が高く、砕石、均しコンクリートでの施工が困難。
- 川裏に家屋が近接する区間があり、施工ヤードが確保できない。また矢板等の打設による振動が家屋に影響する恐れがある。
- 市道が近接・併走する区間があり施工ヤードの確保が可能であるとともに路盤整備と合わせた安定処理工法が可能な区間がある。

上記を踏まえ、ブロック積み基礎に対して、日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」に基づき、極限支持力による検討を行い「安定処理工法」のほか、以下に示す比較結果より選定した「柱状砕石置換工法」を適用した。

3.2 現地条件を踏まえた適用可能な工法の選定

当該地区の特性として、家屋が近接する区間では①地下水位（湧水）が高くドライ状態にすることが困難②矢板打設による地下水遮断が困難（湧水）③施工ヤードが確保できない等が挙げられる。これら現地条件を踏まえて対策工法を比較した結果、適用可能な工法は「柱状砕石置換工法」のみとなったが、費用が高価となった。

表-1 支持力確保工法比較表

工法分類	置換工法		固処理工法	
	浅層混合処理工法	浅層混合処理工法	中層混合処理工法	機械攪拌
工法名	柱状砕石置換工法	ESミックスラリー工法	パワーブレンダー工法	GIコラム工法
NETIS番号	CB-170031-A	KT-140015-VR		GS-100022-VE
概要	ケーシングにより壁面の崩壊を防ぎながら掘削し、砕石を投入、先端スクリーンの回転により圧力をかけて締固めながら改良体を構築する。	バックホウに取り付けた特殊攪拌装置からスラリー状のセメント系固化工材を吐出、土と固化工材を機械的に混合攪拌し、改良地盤を構築する。	スラリー或いは粉状の改良剤を先端から噴射するトレンチャ型攪拌混合機により攪拌混合し、改良地盤を構築する。	小型施工機であるGI施工機の先端の攪拌翼により掘削と並行してセメントミルクの注入、攪拌混合する。先端処理後、引き抜き時に再度攪拌混合し、改良地盤を構築する。
概略横断面				
改良諸元	φ=320mm、H=5.0m(1m空打ち)、@	B=1.1m、H=0.5m	B=1.2m、H=4.0m	φ 1.0m、H=4.0m、@2.0m
施工機械 (ベースマシン)	ミニバックホウ	バックホウ	バックホウ	GI施工機
適用性	適用地盤	砂質土：N≤10 粘性土：N≤10	砂質土：N≤25 粘性土：N≤15	砂質土：N≤15 粘性土：N≤8
	適用深度	～5m	0.5～3m	0.5～20m
	適法可否	適用可能	適用可能	適用可能
施工能力	10本/日	130m ³ /日	180m ³ /日	8本/日
概算工事費 (組立・解体費等は含まない)	43,150円/本	2,500円/m ³	4,500円/m ³	35,000円/本
	9,200,000円/100m	137,500円/100m	1,980,000円/100m	1,750,000円/100m
地下水位	施工基面に地下水が無ければ施工可能で、地下水位が浅い箇所でも施工実績あり。	地下水位が浅い箇所での施工実績あり。ただし、地下水の流動が激しい場合は施工できない可能性あり。	施工基面に地下水が無ければ施工可能で、地下水位が浅い箇所でも施工実績あり。	地下水位が浅い場合に止水が必要
長所	施工機械が小さいため狭小部での施工が可能。	施工範囲が最小限であり、最も安価となる	十分な支持力が得られる層まで改良するため確実である	一定間隔を空けての改良となるため、地下水流動への影響が小さい
短所	その他工法に比較して高価である	地盤の不確実性から、改良体直下に自沈層がある場合など十分な強度が得られない可能性がある	土中に壁を造るため、地下水流動へ影響する可能性がある※一定間隔を空けた施工は可能	支持力確保の目的で、一般的には土木構造物に採用されておらず不確実である。改良されていない箇所での支持力確保が不確実である
評価	支持力の確保、地下水流動への対応、狭小部での施工が可能であり、当該地で唯一適用可能である。よって 採用 とする。	不動沈下が生じる可能性を考慮し、不採用とする	支持力確保、地下水への対応は可能だが、家屋が近接していることから施工ヤードの確保が出来ないため不採用とする。	止水のために矢板による締切りが必要だが、当該地は家屋に近接していることから矢板の打設ができない。よって、不採用とする。

3.3 本地区におけるブロック積み基礎の選定方法

上述した柱状砕石置換工法は地下水位が高い状態での施工も可能で、施工スペースも省スペースであるが、経済性に大きく劣る。

よって本工事では、以下3種類の工法を現地条件により使い分け、一連区間で経済性に配慮することとした。区間ごとの必要支持力（擁壁の高低・地質）と地下水位、設定理由を整理した図を図-7に示す。

- (選定①) 地下水位が基礎高より高く家屋が近接、必要支持力が高い場合→**柱状砕石置換**を採用
 (選定②) 地下水位が基礎高より高く道路併走路盤置換と同時施工が可能な区間→**安定処理**を採用
 (選定③) 地下水位が基礎高より低く、必要支持力が低い上記以外の区間→**砕石基礎**を採用

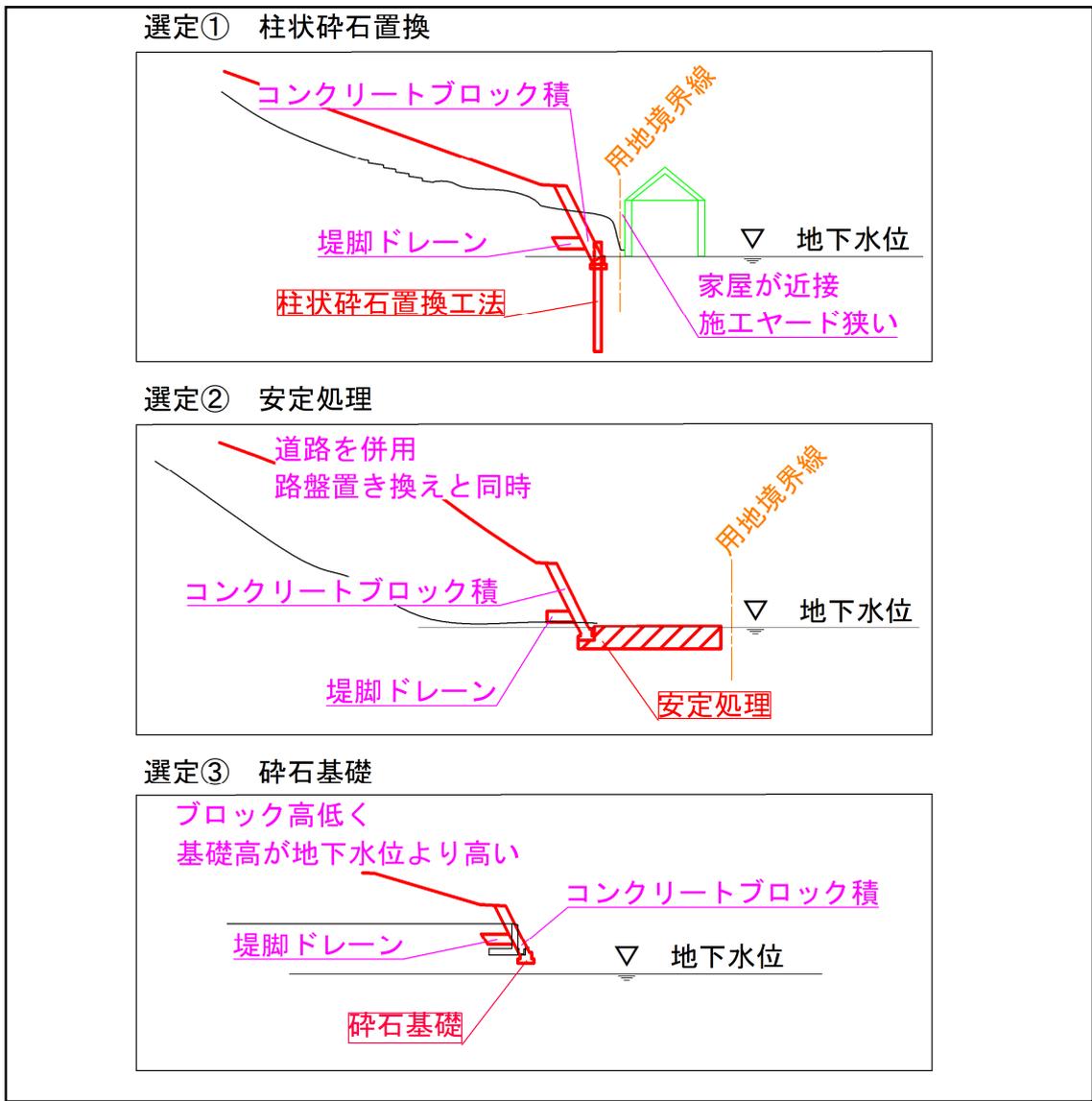


図-7 川裏基礎 区間別設定図

4. おわりに

都市河川における用地上制約がある中での川裏ブロック基礎の選定について、具体的な事例報告をした。湧水の存在という現地条件もあり、一般的に多く用いられる川裏ブロック積みでも施工が困難となる例があること、結果的に高価な工法を選ばざるを得ない区間が生じたものの、その他の工法（安定処理、砕石基礎）を適用することによりトータルの経済性は押さえるなど、今後の参考の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) R4 庄内川事業概要：令和4年4月，中部地方整備局 庄内川河川事務所。
- 2) 河川堤防設計指針：平成14年7月，国土交通省河川局治水課。
- 3) 河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）：平成24年2月，財団法人国土技術研究センター。

近接供用条件下での発破施工と補強土壁の安全確保

株式会社熊谷組 関口 大地
株式会社熊谷組 藤田 昌宏
株式会社熊谷組 ○白木 昇平
株式会社熊谷組 松本 真吾
株式会社熊谷組 富山 駿志
中日本高速道路株式会社 生駒 聖

1. はじめに

国道475号東海環状自動車道は、愛知県・岐阜県・三重県に跨る延長153kmの高規格道路である。中京圏の放射状道路ネットワークを環状道路で結ぶことで、環状道路の機能を活かし企業活動の向上、物流の効率化、観光活性化等の様々なストック効果が発揮されている重要な道路である。そのうち、岐阜管内の土岐JCT～可児御嵩ICでは付加車線設置事業が推進されている。

本事業区間の大須ヶ洞第三橋及びび久々利一号橋では、橋脚基礎の構造形式として大口径深礎が採用されており、供用中であるI期線と近接した発破による岩の破碎が必要であった。

本稿では、I期線の安全を確保しつつ、岩の破碎をするために採用した施工方法について報告する。

2. 課題

本工事の深礎杭施工箇所と近接しているI期線は補強土壁で構成されており、補強土壁との水平距離が最小1m程度となるが、このような近接条件下で発破施工をした事例がない(図-1, 図-2)。

そこで発破施工時の振動による供用路線での舗装面(路面)や道路全体(補強土壁)の損傷を防止し、通行車両の安全確保のための発破対策が必要であった。

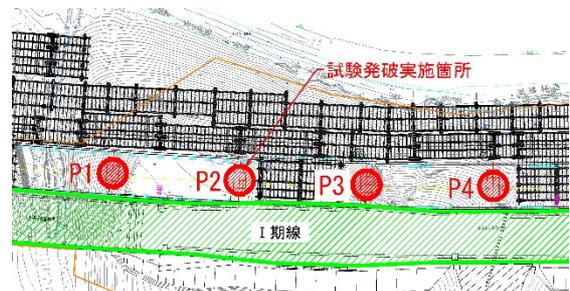


図-1 大須ヶ洞第三橋平面図

3. 発破方法の検討

発破施工において発破場所からの距離が振動速度に影響を及ぼすことに着目し、最適な施工方法の検討を行った。

3.1 発破振動値の基準値検討

深礎杭の発破において、類似した条件におけるトンネルの発破資料¹⁾を参考とした。資料における、許容値の中で最も安全側である振動速度 2kine (0.02m/s)以下を暫定基準値として設定し、計画・管理することとした。

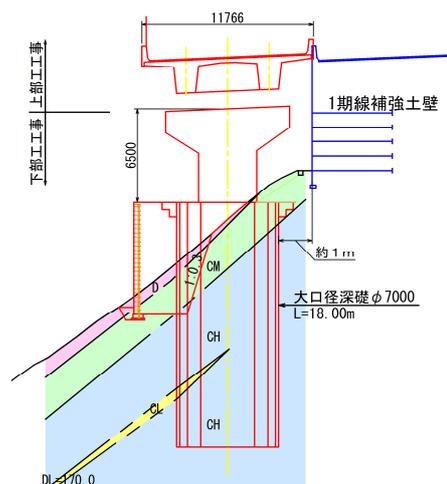


図-2 橋脚横断面図 (P3 橋脚を代表)

Title: Blasting Construction and Ensuring the Safety of Reinforced Earth Wall under the Proximity Service Condition

Taiji Sekiguchi Masahiro Fujita Shohei Shiraki (Kumagai Gumi Co.,Ltd.)

Shingo.Matsumoto Shunji Tomiyama (Kumagai Gumi Co.,Ltd.)

Satoru Ikoma (Central Nippon Expressway Co., Ltd.)

3. 2 破砕方法の検討

暫定基準値を満足する発破パターンを検討した。

$$V = K \times W^{0.75} \times D^{-2} \quad \dots (1)$$

V: 振動速度 (kine: 0.01m/s)

W: 段当たりの薬量 (kg)

K: 発破条件や岩盤特性によって変化する係数

D: 発破場所からの距離 (m)

火薬材を用いた発破パターン3種(A, B, C)と、非火薬材を用いたパターン1種(D)を試験断面で検討した。

非火薬材は、水蒸気膨張圧による破砕のため、爆薬(火薬材)に比べ低振動の破砕を可能とするもので、振動規制が厳しい箇所等で使用されるものである。

検討の結果、通常の火薬材を使用した場合は振動速度 2kine 以下に収めることが不可能であるため、試験発破は非火薬材を用いて行うことを決定した(表-1)。

表-1 装薬発破パターンと評価

パターン	予測K値		装薬量(Kg)		予想振動速度(kine)		暫定基準値振動速度(kine)	検討結果
	芯抜き	払い	芯抜き	払い	芯抜き	払い		
A 通常発破 1.0m掘進	700	350	1.6	1.8	11.40	7.69	2.0	×
B 制御発破 1.0m掘進			0.4	0.6	4.01	2.71		×
C 制御発破 0.5m掘進			0.2	0.2	2.39	1.19		×
D 非火薬材 1.0m掘進	79	39	1.2	2.4	1.03	0.84		○

※芯抜き: 発破面の中央で第1段目に行う発破

払い: 発破面の第2段目以降の発破

4. 試験発破の実施

暫定基準値と補強土壁の安全性の検証及び本現場のK値の算出のため、試験発破を大須ヶ洞第三橋P2橋脚の深礎杭φ6.0m内で実施した(図-3)。試験発破にて距離7mの計測器設置箇所にて振動速度を測定及びK値を算出し、発破振動予測式から補強土壁までの距離9.5mで振動速度を計算した(表-2)。

補強土壁での計算値(芯抜き 1.2kine, 払い 1.5kine)は、暫定基準値 2.0kineを下回る結果となった。また、トータルステーションを用いた補強土壁の動態観測と目視確認を行い、異常や変位は確認されなかった。

以上のことから暫定基準値 2.0kine が適正であると評価できた。

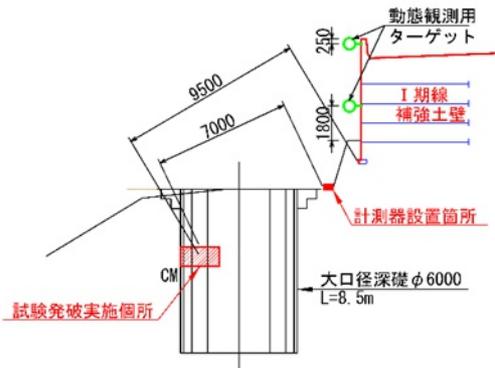


図-3 試験位置図 (P2 橋脚横断面)

表-2 試験発破パターンと基準値の評価

	薬量 (Kg)	計測器設置箇所		補強土壁基礎		暫定基準値振動速度 (kine)	
		距離(m)	実測振動速度(kine)	実測K値	距離(m)		実測振動速度 (kine)
芯抜き	1.2	7.0	2.2	94	9.5	1.2	2.0
払い	2.4		2.8	71		1.5	

5. 施工方法の決定

試験発破より得られた非火薬におけるK値(芯抜き 94, 払い 71)を用いて、振動速度の基準値内に管理可能な距離を、式(1)から逆算した。

非火薬材は火薬材と比較して高価であるため、経済性を考慮し深度に応じて、掘進長、火薬材、非火薬材を組合わせた発破パターン(表-3)に従って振動速度を計測しながら発破施工を行った結果、振動速度の基準値 2kine 以下となり、岩盤破砕を可能とした。

表-3 試験発破パターンと基準値に対する評価

パターン	本現場K値		装薬量(Kg)		2kineとなる距離 (m)	
	芯抜き	払い	芯抜き	払い	芯抜き	払い
A2 通常発破 1.0m掘進	846	639	1.6	6.0	24.5	35.0
B2 制御発破 1.0m掘進			0.4	0.6	15.0	15.0
C2 制御発破 0.5m掘進			0.2	0.2	11.5	10.0
D2 非火薬材 掘進 1.0m掘進	94	71	1.2	1.8	7.5	7.5

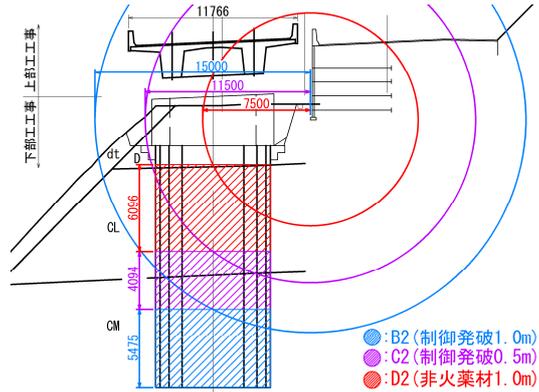


図-4 掘削深度に応じた発破パターン (P2 橋脚横断面)

以上のことから、本工事では上記の発破パターンに従って2.0kine以下の振動速度で発破施工を進めていくことを決定した(図-4)。

6. 施工時の安全管理

トータルステーションを用いた補強土壁の動態観測と目視確認を施工中も行った。動態観測は、補強土壁の上下に設置したターゲット(図-3 参照, 写真-1)を1時間毎と発破施工を行った後に計測を行い、発破施工によって補強土壁が変位していないか常時確認した。施工中に異常や基準値を超過するような変位は確認されなかった(図-5)。

また、発破施工時に発破音などがI期線利用者に影響を与えることが無いよう、監視人を配置し工事区間と接している区間に車両がないことを確認し、無線合図にて発破施工を行った(写真-2, 3)。



写真-1 動態観測使用機械

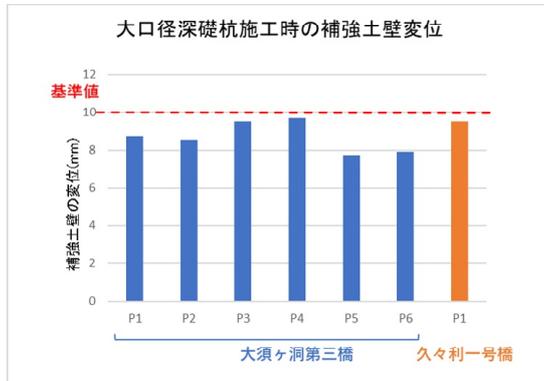


図-5 補強土壁の変位と基準値の関係



写真-2 発破施工状況写真



写真-3 発破施工状況写真

施工完了後には、補強土壁内の影響を確認するために車載型の三次元レーダ探査を行った。

三次元レーダ探査とは、電磁波の反射が電気性質の異なる物質の境界で起きることを活用し、電磁波の反射波を観測した記録から地盤内の性状を推測するものである（図-6）。

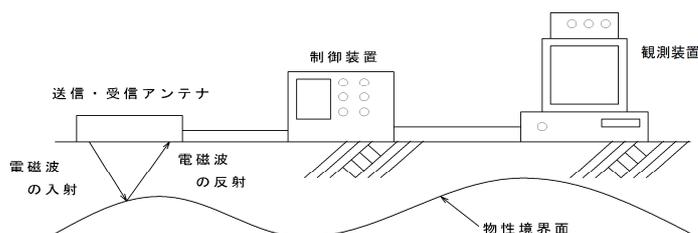


図-6 三次元レーダ探査（地中探査）概要図

深礎杭施工前と施工完了後に、工事区間と接している I 期線上を車両にて走行し、補強土壁内の状態を観測した。地盤内に空洞などの異常がある場合、観測記録には不連続な反射が確認される（図-7）が、今回の探査結果では差異が確認されておらず、三次元レーダ探査においても I 期線への影響は確認されなかった（図-8、図-9）。

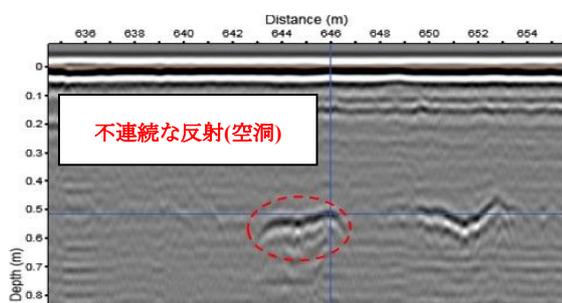


図-7 三次元レーダ観測記録（他現場）

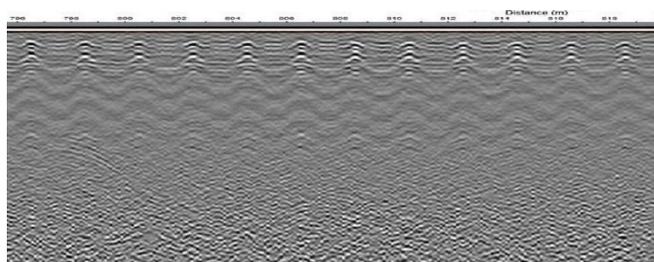


図-8 三次元レーダ観測記録（施工前）

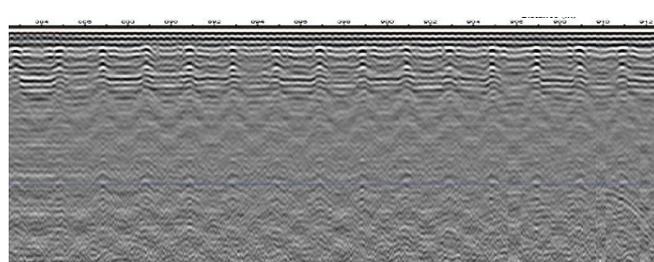


図-9 三次元レーダ観測記録（施工後）

7. まとめ

本工事では、管理基準値 2kine の妥当性を検証し、近接供用条件下での I 期線補強土壁などへの影響が基準値以下となる様、距離に応じた非火薬材と制御発破パターンの適用で深礎杭の掘削を行い、様々な方法によって I 期線への影響を低減し、無事に完了させた。

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社：平成 28 年 8 月，設計要領第三集，トンネル 保全編。
- 2) 日本火薬工業会：平成 14 年 3 月，あんな発破こんな発破。
- 3) カヤクジャパン株式会社：平成 28 年 9 月 27 日，ロックラックの破碎振動について。
- 4) 生駒聖・尾林利和・稲垣太浩（2023）：供用路線に近接した硬質岩盤分布箇所における深礎杭の施工方法，土木学会第 78 回年次学術講演会概要集，VI-893。